REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Universidad Católica de Santa María

Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"

Tesis presentada por los Bachilleres:

Dongo Torres, Jesús Martin

Figueroa Quispe, Gean Carlos

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Asesor:

Ing. Chávez Vega, Oscar Félix

Arequipa – Perú

2020

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR

TESIS (X)
TRABAJO SUFICIENCIA PROFESIONAL ( )

VISTO

El BORRADOR DE TESIS/TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL Titulado:

"Análisis Comparativo Estructural - Económico de Muros de Contención en Voladizo vs Muros de Contención con Contrafuerte, en el Intercambio Vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el Distrito de Jose Luis Bustamante y Rivero - Provincia de Arequipa"

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

Dongo Torres, Jesús Martín
Figueroa Quispe, Gean Carlos

Nuestro DICTAMEN es:

APROBADO.

OBSERVACIONES:

Arequipa, 18 de Diciembre del 2019

cod 1915

cod 3044.

Chavez.
cod 1732

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

AGRADECIMIENTO

Gracias a Dios por permitirme tener y disfrutar a mi familia, gracias a mi familia, por apoyarme en cada decisión y proyecto, gracias a la vida porque cada día me demuestra lo hermosa que es la vida y lo juta que puede llegar a ser; gracias a mi familia, por permitirme cumplir con excelencia en el desarrollo de esta tesis, gracias a mi padrino Gustavo Zúñiga por apoyarme y a mi familia cuando fue necesario. Gracias por creer en mí y gracias a Dios por permitirme vivir y disfrutar de cada día.

No ha sido sencillo el camino hasta ahora, pero gracias a sus aportes, a su amor, a su inmensa bondad y apoyo, lo complicado de lograr esta meta se ha notado menos. Les agradezco, y hago presente mi gran afecto hacia ustedes, mi hermosa familia.

Jesús Martin Dongo Torres

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por guiarme, bendecirme y permitirme culminar esta hermosa etapa universitaria.

A mis Padres Zaida y Justo, por ser los pilares fundamentales en mi vida, con su amor, apoyo y enseñanzas de cada día, llevándome por el camino correcto.

A mi Hermano Kevin, al que espero motivar y guiar para que pueda convertirse en un gran profesional.

A la Universidad Católica de Santa María y a mis docentes por instruirme de amplios conocimientos y aconsejarme durante toda mi etapa universitaria.

Y a mis amistades por estar cerca de mi aconsejándome y enseñándome con sus experiencias de vida.

Gean Carlos Figueroa Quispe

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

RESUMEN

En esta tesis se presenta la comparación estructural y económica de un sistema de Muros de Contención en Voladizo vs Muros de Contención con Contrafuertes. Ambos sistemas estructurales son aplicados a un Intercambio Vial con paso a desnivel, ubicado en la intersección de la Av. Andrés Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión, en la ciudad de Arequipa. El intercambio vial posee un perfil de muros de contención a lo largo del paso a desnivel, necesitándose muros con una altura desde los 2.00 m hasta los 9.50 m.

Los muros de contención han sido estructurados, dimensionados, analizados y diseñados estructuralmente bajo normas peruanas y americanas, mediante método de diseño basado en fuerzas.

El análisis comparativo estructural indica que el sistema de muros de contención en voladizo para una altura de 6.50m en adelante no satisface los desplazamientos máximos permitidos, para las mismas condiciones, por lo que se entiende que los muros con contrafuertes son más óptimos a partir de la mencionada altura.

El análisis comparativo económico indica que el sistema de muros de contención con contrafuertes a partir de una altura de 8.00 m a 8.50 m en adelante es más económica con respecto al muro en voladizo.

Palabras Claves: Muros de Contención en Voladizo, Muros de Contención con Contrafuertes

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ABSTRACT

This thesis presents the structural and economic comparison of a system of Containment Walls in Cantilever vs Containment Walls with Buttresses. Both structural systems are applied to a Road Exchange with an overpass, located at the intersection of Av. Andrés Avelino Cáceres and Av. Daniel Alcides Carrión, in the city of Arequipa. The road interchange has a profile of retaining walls along the overpass, requiring walls with a height from 2.00 m to 9.50 m.

The retaining walls have been structured, sized, analyzed and structurally designed under Peruvian and American standards, using the force-based design method.

The structural comparative analysis indicates that the cantilever retaining wall system for a height of 6.50m onwards does not satisfy the maximum allowable displacements, for the same conditions, so it is understood that the walls with buttresses are more optimal from the mentioned height.

The economic comparative analysis indicates that the retaining wall system with buttresses from a height of 8.00 m to 8.50 m onwards is more economical with respect to the cantilevered wall

Keywords: Cantilever Containment Walls, Buttress Containment Walls

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

INTRODUCCION

En los últimos años en la ciudad de Arequipa se han construido intercambios viales en diferentes puntos estratégicos y se pronostica que en los próximos años la construcción de estos sea en mayor cantidad, los cuales tienes como función aliviar el tráfico vehicular existente que se produce por el inminente crecimiento del parque automotor en la ciudad de Arequipa.

Estos intercambios viales presentan como uno de los componentes principales los muros de contención, los mismos permiten tener una vía a desnivel a lo largo del desarrollo del intercambio vial. Los muros de contención más usados son los Muros de Contención en Voladizo y Muros de Contención con Contrafuertes.

Siendo los muros de contención un componente muy importante estructuralmente y económicamente en un intercambio vial.

Es por ello, que en este proyecto se quiere lograr escoger el muro óptimo para la altura requerida, cumpliéndose con los parámetros estructurales.

La comparación estructural y económica de un sistema de muros de contención en voladizo y un sistema de muros de contención con contrafuerte aplicado a un intercambio vial, determinaría que sistema sería más económico en base a su Altura.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INDICE

AGRADECIMIENTO iii
RESUMEN iv
ABSTRACT v
INTRODUCCION vi
CAPITULO I 1
1. DESCRIPCION GENERAL 1
1.1. Proyecto y Ubicación 1
1.1.1. Título del Proyecto de Tesis 1
1.1.2. Ubicación del Proyecto de Tesis 1
1.2. Problemática y Justificación del Proyecto de Tesis 1
1.2.1. Problemática 1
1.2.2. Justificación del Proyecto de Tesis 2
1.3. Objetivos y Metodología 3
1.3.1. Objetivos 3
1.3.2. Metodología 3
1.4. Alcances y Limitaciones 4
1.4.1. Alcances 4
1.4.2. Limitaciones 4
1.5. Reconocimiento del Intercambio Vial 4
CAPITULO II 7
2. MARCO TEORICO 7
2.1. Antecedentes 7
2.2. Estado del Arte 8
2.3. Muros de Contención y su funcionamiento 11
2.4. Consideraciones Fundamentales 12
2.5. Tipos de Muros de Contención 15
2.5.1. Muros de Gravedad 15
2.5.2. Muros en Voladizo 15
2.5.3. Muros con Contrafuerte 16
2.6. Drenaje 18
2.7. Estabilidad 19
2.7.1. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio 20

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.8. Incumplimiento de las Condiciones de Estabilidad 24
2.9. Evaluación del Empuje de Tierras 26
2.9.1. Presión Estática 26
2.9.2. Empuje Pasivo 31
2.9.3. Incremento Dinámico de Presión por el Efecto Sísmico 32
2.10. Muros con Sobrecarga Uniforme 35
CAPITULO III 38
3. ESTUDIOS BÁSICOS 38
3.1. Estudios Topográficos 38
3.2. Estudios Geológicos y Geotécnicos. 38
3.3. Estudios de Sismo. 39
3.3.1. Zona Sísmica 39
3.4. Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) 41
CAPITULO IV 42
4. ANALISIS 42
4.1. Generalidades 42
4.2. Datos y Características Generales 42
4.2.1. Parámetros del suelo 43
4.2.2. Factores de Seguridad 44
4.2.3. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.) 44
4.2.4. Condiciones de Sitio – Condiciones Exteriores de Carga 45
4.2.5. Características de los Materiales 45
4.2.6. Peso de la estructura del pavimento 45
4.3. Análisis del Muro de Contención en Voladizo 46
4.3.1. Pre-Dimensionamiento 46
4.3.2. Muro en Voladizo H=3.00 m 47
4.3.3. Muro en Voladizo H=6.00 m 60
4.3.4. Muro en Voladizo H=9.50 m 71
4.4. Análisis del Muro de Contención con Contrafuerte 82
4.4.1. Pre-Dimensionamiento 82
4.4.2. Muro con Contrafuerte H=3.00 m 83
4.4.3. Muro con Contrafuerte H=6.00 m 95
4.4.4. Muro con Contrafuerte H=9.50 m 107
4.5. Modelamiento Computacional de Muros de Contención 118

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.5.1. Modelamiento de Muros en Voladizo 119
4.5.2. Modelamiento de Muros con Contrafuertes 154
4.5.3. Combinación de Cargas 158
5. CAPITULO V: RESULTADOS 159
5.1. Análisis Comparativo Estructural 159
5.1.1. Desplazamientos 159
5.1.2. Fuerzas Cortantes 168
5.1.3. Momentos de Volteo 176
5.2. Diseño Estructural de Muros de Contención 185
5.2.1. Diseño Estructural de Muros de Contención en Voladizo (H=6.00 m) 185
5.2.2. Diseño Estructural de Muros de Contención con Contrafuerte (H=6.00 m) 192
5.3. Análisis Comparativo Económico 200
5.3.1. Planilla de Metrados 200
5.3.2. Costos y Presupuestos 210
5.4. Análisis Comparativo y Elección 220
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 223
CONCLUSIONES ESTRUCTURALES 223
CONCLUSIONES ECONOMICAS 223
RECOMENDACIONES 224
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 225
ANEXOS 228

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Codificación de ejes viales 5
Tabla N° 2 : Factores de zona "Z" 40
Tabla N° 3 Fuerzas actuantes y resistentes – Muro en voladizo H=3.00m 49
Tabla N° 4 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro en voladizo H=3.00m 51
Tabla N° 5 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro en voladizo H=3.00m 51
Tabla N° 6 : Fuerzas y momentos – Muro en voladizo H=3.00m 53
Tabla N° 7 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H=3.00m 55
Tabla N° 8 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro en voladizo H=3.00m 58
Tabla N° 9 : Fuerzas actuantes y resistentes – Muro en voladizo H=6.00m 62
Tabla N° 10 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro en voladizo H=6.00m 64
Tabla N° 11 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro en voladizo H=6.00m 64
Tabla N° 12 : Fuerzas y momentos – Muro en voladizo H=6.00m 66
Tabla N° 13 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H=6.00m 68
Tabla N° 14 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro en voladizo H=6.00m 70
Tabla N° 15 : Fuerzas actuantes y resistentes – Muro en voladizo H=9.50m 74
Tabla N° 16 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro en voladizo H=9.50m 75
Tabla N° 17: Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro en voladizo H=9.50m 76
Tabla N° 18 : Fuerzas y momentos – Muro en voladizo H=9.50m 78
Tabla N° 19 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H=9.50m 79
Tabla N° 20 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro en voladizo H=9.50m 81
Tabla N° 21 : Fuerzas actuantes y resistentes – Muro con contrafuerte H=3.00m 86
Tabla N° 22 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro con contrafuerte H=3.00m 88
Tabla N° 23 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro con contrafuerte H=3.00m 88
Tabla N° 24 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro con contrafuerte H=3.00m 90
Tabla N° 25 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro con contrafuerte H=3.00m 92
Tabla N° 26 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro con contrafuerte H=3.00m 94
Tabla N° 27 : Fuerzas actuantes y resistentes – Muro con contrafuerte H=6.00m 98
Tabla N° 28 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro con contrafuerte H=6.00m 100
Tabla N° 29 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro con contrafuerte H=6.00m 100
Tabla N° 30 : Fuerzas y momentos – Muro con contrafuerte H=6.00m 103
Tabla N° 31 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro con contrafuerte H=6.00m 104
Tabla N° 32 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro con contrafuerte H=6.00m 106
Tabla N° 33 : Fuerzas actuantes y resistentes – Muro con contrafuerte H=9.50m 110
Tabla N° 34 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro con contrafuerte H=9.50m 111
Tabla N° 35 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro con contrafuerte H=9.50m 112
Tabla N° 36 : Fuerzas y momentos – Muro con contrafuerte H=9.50m 114
Tabla N° 37 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro con contrafuerte H=9.50m 115

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 38 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro con contrafuerte H=9.50m 117
Tabla N° 39 : Desplazamiento lateral 1-1 – Muro H=3.00m 159
Tabla N° 40 : Desplazamiento lateral 1-1 – Muro H=6.00m 162
Tabla N° 41 : Desplazamiento lateral 1-1 – Muro H=9.50m 165
Tabla N° 42 : Fuerza cortante 2-3 H=3.00m 168
Tabla N° 43 : Fuerza cortante 2-3 H=6.00m 170
Tabla N° 44 : Fuerza cortante 2-3 H=9.50m 173
Tabla N° 45 : Momento de volteo 2-2 – H=3.00m..... 176
Tabla N° 46 : Momento de volteo 2-2 – H=6.00m..... 179
Tabla N° 47 : Momento de volteo 2-2 – H=9.50m..... 182
Tabla N° 48 : Carga hacia la pantalla – Muro en voladizo H=6.00m 185
Tabla N° 49 : Costo Hora - Hombre en Edificación del 01.06.2019 al 31.05.2020..... 210
Tabla N° 50: Porcentajes de Variacion Economica en Muros en Voladizo vs Muros con Contrafuerte 222

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 01: Ejes Maestros 5
Figura N° 02: Esquema de ubicación de Muros de Contención en Planta (Progresiva 0+000 @ 0+260.00) 6
Figura N° 03: Esquema de ubicación de Muros de Contención en Planta (Progresiva 0+260 @ 0+585.56) 6
Figura N° 04 : Muro de Contención 12
Figura N° 05 : Empuje Activo del Suelo 13
Figura N° 06 : Empuje Nulo del Suelo 13
Figura N° 07 : Empuje *Pasivo del Suelo*. 14
Figura N° 08 : Empuje *de Reposo del Suelo*. 14
Figura N° 09 : Muro de Gravedad 15
Figura N° 10 : Muro de Contención en Voladizo 16
Figura N° 11 : Muro de Contención con Contrafuertes 17
Figura N° 12 : Drenaje de los muros de contención 19
Figura N° 13 : Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación 24
Figura N° 14 : Muro de Contención con Dentellón en la Base 25
Figura N° 15 : Empuje Pasivo 32
Figura N° 16 : Incremento Dinámico del Empuje Activo 34
Figura N° 17 : Incremento Dinámico del Empuje Pasivo 35
Figura N° 18 : Empuje de Tierra con Sobrecarga 36
Figura N° 19 : Convenio para la medida de los ángulos 37
Figura N° 20 : Esquema de ubicación de muros de contención en Elevación 38
Figura N° 21 : Zonas Sísmicas 40
Figura N° 22 : Pre dimensionamiento de muro en voladizo 46
Figura N° 23 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H =3.00 48
Figura N° 24 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro en voladizo H = 3.00 m 52
Figura N° 25 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H =6.00 61
Figura N° 26 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro en voladizo H = 6.00 m 65
Figura N° 27 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H =9.50 72
Figura N° 28 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro en voladizo H = 9.50 m 76
Figura N° 29 : Pre dimensionamiento de muro con contrafuertes 83
Figura N° 30 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro con contrafuertes H =3.00 84
Figura N° 31 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro con contrafuertes H = 3.00 m. 89
Figura N° 32 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro con contrafuertes H =6.00 96
Figura N° 33 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro con contrafuertes H = 6.00 m 101
Figura N° 34 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro con contrafuertes H =9.50 ... 108
Figura N° 35 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro con contrafuertes H = 9.50 m 112
Figura N° 36 : Diagrama de flujo modelamiento de muro en voladizo - 01 120
Figura N° 37 : Diagrama de flujo modelamiento de muro en voladizo - 02 121
Figura N° 38 :Diagrama de flujo modelamiento de muro en voladizo - 03 122
Figura N° 39 : Opciones de nuevo modelo – 123
Figura N° 40 : Definición de grilla – SAP2000 V.20.2 124

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura N° 41 : Definición de materiales 125
Figura N° 42 : Definición de secciones tipo área “Pantalla” –..... 126
Figura N° 43 : Definición de secciones tipo área “Zapata”..... 127
Figura N° 44 : Definición de secciones tipo área “Contrafuerte” 128
Figura N° 45 : Modelo de muro en voladizo 129
Figura N° 46 : Modelo de muro con contrafuertes – SAP2000 V.20.2..... 130
Figura N° 47 : Asignación de secciones al modelo – SAP2000 V.20.2..... 131
Figura N° 48 : Definición de patrón de puntos – SAP2000 V.20.2 132
Figura N° 49 : Asignación de patrón de puntos “Espesor de pantalla” – SAP2000 V.20.2 132
Figura N° 50 : Definición de espesor variable en pantalla – SAP2000 V.20.2..... 133
Figura N° 51 : Asignación de patrón de puntos “Empuje de suelos” – SAP2000 V.20.2 134
Figura N° 52 : Asignación de patrón de puntos “Empuje de sismo” – SAP2000 V.20.2 134
Figura N° 53 : Discretización de modelo “Zapata y pantalla” – SAP2000 V.20.2..... 135
Figura N° 54 : Modelo discretizado “Zapata y pantalla” – SAP2000 V.20.2 135
Figura N° 55 : Discretización de pantalla para contrafuerte – SAP2000 V.20.2 136
Figura N° 56 : Modelo discretizado de pantalla para contrafuerte – SAP2000 V.20.2.... 136
Figura N° 57 : Discretización de zapata para contrafuerte – SAP2000 V.20.2..... 137
Figura N° 58 : Modelo discretizado de zapata para contrafuerte – SAP2000 V.20.2..... 137
Figura N° 59 :Selección de puntos para discretización de contrafuerte – SAP2000..... 138
Figura N° 60 : Selección de tipo de división de áreas – SAP2000 V.20.2..... 139
Figura N° 61 : Modelo discretizado de contrafuerte – SAP2000 V.20.2 139
Figura N° 62 : Modelo discretizado de muro vista 3D – SAP2000 V.20.2 140
Figura N° 63 : Asignación de spring en esquina izquierda – SAP2000 V.20.2 141
Figura N° 64 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2..... 142
Figura N° 65 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2..... 143
Figura N° 66 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2..... 144
Figura N° 67 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2..... 145
Figura N° 68 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2..... 146
Figura N° 69 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2..... 147
Figura N° 70 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2..... 148
Figura N° 71 : Modelo 3D discretizado y con springs – SAP2000 V.20.2..... 148
Figura N° 72 : Definición de patrones de carga – SAP2000 V.20.2 149
Figura N° 73 : Asignación de cargas al modelo – SAP2000 V.20.2..... 149
Figura N° 74 : Vista de sobrecarga asignadas al modelo – SAP2000 V.20.2..... 150
Figura N° 75 : Vista de carga de empuje de suelos asignadas al modelo – SAP2000 V.20.2 150
Figura N° 76 : Vista de carga de empuje de sismo asignada al modelo – SAP2000 V.20.2 151
Figura N° 77 : Asignación de carga a la zapata – SAP2000 V.20.2 151
Figura N° 78 : Vista de carga asignada a la zapata – SAP2000 V.20.2 152
Figura N° 79 : Definición de combinaciones de carga – SAP2000 V.20.2..... 152
Figura N° 80 : Selección de casos de carga a analizar – SAP2000 V.20.2 153
Figura N° 81 : Diagrama de flujo modelamiento de muro con contrafuertes – 01 155
Figura N° 82 : Diagrama de flujo modelamiento de muro con contrafuertes – 02 156
Figura N° 83 : Diagrama de flujo modelamiento de muro con contrafuertes – 03 157
FiguraN° 84 : Desplazamientos vs Altura “combinación de carga 1” –muro h = 3.00 m. 160

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura N° 85 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 3.00 m.. 160
Figura N° 86 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 3.00 m.. 161
Figura N° 87 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 6.00 m.. 163
Figura N° 88 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 6.00 m.. 163
Figura N° 89 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 6.00 m.. 164
Figura N° 90 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 9.50 m.. 166
Figura N° 91 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 9.50 m.. 166
Figura N° 92 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 9.50 m.. 167
Figura N° 93 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 3.00 m 168
Figura N° 94 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 3.00 m 169
Figura N° 95 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 3.00 m 170
Figura N° 96 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 6.00 m 171
Figura N° 97 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 6.00 m 172
Figura N° 98 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 6.00 m 172
Figura N° 99 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 9.50 m 174
Figura N° 100 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 2 – Muro H = 9.50 m . 174
Figura N° 101 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 9.50 m . 175
Figura N° 102 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 1 – Muro h = 3.00 m 176
Figura N° 103 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 2 – Muro h = 3.00 m 177
Figura N° 104 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 3.00 m 178
Figura N° 105 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 1 – Muro h = 6.00 m
Fuente: Elaboración propia..... 180
Figura N° 106 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 2 – Muro h = 6.00 m 180
Figura N° 107 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 6.00 m 181
Figura N° 108 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 1 – Muro h = 9.50 m 183
Figura N° 109 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 2 – Muro h = 9.50 m.
Fuente: Elaboración propia..... 184
Figura N° 110 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 9.50 m.
Fuente: Elaboración propia..... 184
Figura N° 111 : Modelo 3D SAP2000 V.20.2 – Muro de contención en voladizo H = 6.00 m. Fuente: Elaboración propia..... 185
Figura N° 112 : Altura de corte de varilla en pantalla – Muro de contención en voladizo H = 6.00 m..... 188
Figura N° 113 : Detallamiento de acero – Muro de contención en voladizo H = 6.00 m 191
Figura N° 114 : Detallamiento de acero – Muro de contención con contrafuertes H = 6.00 m..... 199
Figura N° 115 : Metrado de Muros de Contención en Voladizo, H=2.00 m a H=4.50 m 201
Figura N° 116 :Metrado de Muros de Contención en Voladizo, H=5.00 m a H=7.50 m 202
Figura N° 117:Metrado de Muros de Contención en Voladizo, H=8.00 m a H=9.50 m . 203
FiguraN°118 :Metrado de M. de Contención con Contrafuerte, H=2.00 m a H=4.50 m.. 204
FiguraN°119 :Metrado de M. de Contención con Contrafuerte, H=5.00 m a H=7.50 m.. 205

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

FiguraN°120 :Metrado de M. de Contención con Contrafuerte, H=8.00 m a H=9.50 m.. 206
Figura N° 121 : Comparación de Metrados, Muro en Voladizo vs Muro con Contrafuerte, H=2.00 m a H=4.50 m 207
Figura N° 122 :Comparación de Metrados, Muro en Voladizo vs Muro con Contrafuerte, H=5.00 m a H=7.50 m 208
Figura N° 123 : Comparación de Metrados, Muro en Voladizo vs Muro con Contrafuerte, H=8.00 m a H=9.50 m 209
Figura N° 124: APU - Acero Grado 60, fy=4200 kg/cm2 211
Figura N° 125: APU - Encofrado y Desencofrado de Zapata 211
Figura N° 126: APU - Zapatas, Concreto Premezclado f'c= 210 kg/cm2 212
Figura N° 127: APU - Encofrado y Desencofrado de Muro en Voladizo 212
Figura N° 128: APU - Encofrado y Desencofrado de Muro con Contrafuerte 213
Figura N° 129: APU - Muros de Contención, Concreto f'c=210 Kg/Cm2 213
Figura N° 130: Presupuesto Muros de Contención en Voladizo 214
Figura N° 131: Presupuesto Muros de Contención en Voladizo 215
Figura N° 132: Presupuesto Muros de Contención en Voladizo 216
Figura N° 133: Presupuesto Muros de Contención con Contrafuertes 217
Figura N° 134: Presupuesto Muros de Contención con Contrafuertes 218
Figura N° 135: Presupuesto Muros de Contención con Contrafuertes 219
Figura N° 136: Análisis Comparativo - Acero Grado 60, fy=4200 kg/cm2 220
Figura N° 137: Análisis Comparativo – Encofrado y Desencofrado 221
Figura N° 138: Análisis Comparativo – Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2 221
Figura N° 139: Análisis Comparativo Económico– Muros en Voladizo vs Muro con Contrafuertes 222

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO I

1. DESCRIPCION GENERAL

1.1. Proyecto y Ubicación

El proyecto vial propuesto consta de tres ejes longitudinales principales o "ejes maestros". El primero de ellos se encuentra a lo largo de la Av. Avelino Cáceres en sentido Oeste-Este (donde se ubican los Muros de Contención). El segundo transversal al primero se encuentra a lo largo de la Av. Daniel Alcides Carrión, llega al óvalo y continúa longitudinalmente por la Av. Perú en sentido Norte-Sur. El tercero se encuentra igualmente a lo largo de la Av. Daniel Alcides Carrión, llega al óvalo y continúa longitudinalmente por la Prolongación de la Av. Daniel Alcides Carrión con dirección al Cementerio La Apacheta

El área de intervención del proyecto cuenta con una extensión de 640.00 m. en el sentido longitudinal de la Av. Avelino Cáceres, 364.00 m. de la Av. Perú a la Av. Alcides Carrión y 352.00 m. en el sentido de la Av. Daniel Alcides Carrión a la Prolongación de la Av. Alcides Carrión (rumbo al Cementerio La Apacheta).

1.1.1. Título del Proyecto de Tesis

"Análisis comparativo estructural – económico de muros de contención en voladizo vs muros de contención con contrafuerte, en el intercambio vial entre la av. Avelino Cáceres y la av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero - provincia de Arequipa"

1.1.2. Ubicación del Proyecto de Tesis

Está situado al Sur–Este del Cercado de la ciudad de Arequipa a una distancia de 4Km. Aproximadamente el distrito se ubica a una altitud de 2,310 m.s.n.m. entre los meridianos 16°25´4´´ de Latitud Sur y 71°31´48´´ de Longitud Oeste, posee una extensión territorial de 10.83 Km², que representa el 0.10% del área total de la Provincia de Arequipa.

1.2. Problemática y Justificación del Proyecto de Tesis

1.2.1. Problemática

El Perú está ubicado en una de las zonas sísmicas más activas del mundo, dentro del llamado cinturón de fuego del pacífico (o anillo de Fuego del Pacífico)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

caracterizado por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo, lo que ocasiona una intensa actividad sísmica y volcánica en las zonas que abarca. Así mismo, se ve afectado anualmente por fenómenos climatológicos, fenómeno del niño/a que en la mayoría de veces produce efectos catastróficos en los muros de contención, poniendo en riesgo el funcionamiento de vías de comunicación importantes para la ciudad, lo cual pone en peligro la integridad de las personas.

En el Perú para analizar muros de contención generalmente solo se tiene en cuenta cargas estáticas (empuje de suelos y sobrecarga) y tiene como parámetros las condiciones de suelo y altura, pero actualmente es necesario considerar los efectos producidos por el sismo (cargas dinámicas) para poder acercarnos más al comportamiento que tendrá la estructura durante su vida útil, no hacerlo podría generar problemas en la estabilidad del muro o en el diseño estructural.

Muchas veces, erróneamente, se incurre en el sobredimensionamiento del muro de contención, siendo esto más perjudicial que beneficioso para la estabilidad del muro, debido a que los esfuerzos del muro son mayores que los esfuerzos admisibles del suelo.

1.2.2. Justificación del Proyecto de Tesis

La justificación del presente proyecto se centra en poder asegurar el correcto comportamiento estructural de los muros de contención, garantizando de esta forma la operatividad y funcionabilidad de las estructuras que éste alberga y/o proteja.

En el Perú se produce la combinación de factores expuestos anteriormente (sísmicos, climatológicos), que producen daño en las estructuras de contención y posterior falla. Dichas fallas producidas en los muros de contención pueden exponer la integridad de las personas, problemas en vías de comunicación, estancamiento en la economía.

Considerando la importancia que merecen los muros de contención por las múltiples funciones que cumplen y su constante uso en los intercambios viales que se desarrollan en la ciudad es necesario conocer más sobre el funcionamiento, costo, procedimientos constructivos para poder garantizar el correcto funcionamiento de la estructura y proteger la integridad de la vida de las personas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.3. Objetivos y Metodología

1.3.1. Objetivos

1.3.1.1. Objetivos Generales

- Definir los tipos de muros de contención más óptimos, diseño de dichos muros y elaboración de detalle de planos a emplearse en la Interconexión Vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Alcides Carrión.

1.3.1.2. Objetivos Específicos

- Analizar los ensayos realizados para la elaboración del Estudio de Mecánica de Suelos.
- Analizar el Estudio de Mecánica de Suelos.
- Analizar la Estabilidad (Deslizamiento y Volteo), así mismo la verificación de la capacidad de carga.
- Realizar el Modelamiento Computacional de los Muros de Contención.
- Diseño estructural de los diferentes muros de contención.
- Metrado y presupuesto de los diferentes muros de contención.
- Determinar el tipo de muro que presente mejor respuesta estructural.
- Determinar el tipo de muro que satisface la mejor alternativa económica.

1.3.2. Metodología

Las bases de cálculo estarán de acuerdo a la siguiente normativa:

- Norma E.020, Cargas, del Reglamento Nacional de Edificaciones, (Decreto Supremo N°011-2006-VIVIENDA (05/03/2006)).
- Norma E.050, Suelos y cimentaciones, del reglamento nacional de edificaciones. (Resolución Ministerial N°406-2018-VIVIENDA (03/12/2018))
- Norma E.060, Concreto armado, del Reglamento Nacional de Edificaciones, (Decreto Supremo N°010-2019-VIVIENDA (08/05/2009)).
- Norma E.030, Diseño Sismo resistente, del Reglamento Nacional de Edificaciones, (Resolución Ministerial N°355-2018-VIVIENDA (22/10/2018))

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Se utiliza como principal guía las normativa peruana vigente hasta la fecha, seleccionado fundamentalmente porque se manejan requisitos de resistencia y servicio en cada elemento a diseñarse, así como los estados de serviciabilidad necesarios para alcanzar resultados apropiados, se decide hacer una comparación entre los resultados obtenidos manualmente según las distintas teorías de muros de contención y los resultados obtenidos computacionalmente mediante el programa SAP 2000. Se hace inevitable utilizar hojas de cálculo (Microsoft Excel) de elaboración propia para estipular distintos parámetros y mostrar resultados.

1.4. Alcances y Limitaciones

1.4.1. Alcances

- El presente estudio está enfocado en la optimización de muros de contención a emplearse en intercambios viales a desnivel en la ciudad de Arequipa, mediante el análisis comparativo estructural – económico de los mismos.
- La estructura es analizada mediante el programa computacional Sap2000, modelándolo completamente utilizando para ello elementos tipo área (Shell), donde las cargas son colocadas como fuerzas por unidad de área.
- El Análisis y Diseño Estructural de los Muros de Contención se rigen por normas peruanas vigentes.

1.4.2. Limitaciones

La falta de una normativa nacional acerca del análisis y diseño de muros de contención, esta restricción fue superado mediante la consulta de investigaciones y libros a fines.

1.5. Reconocimiento del Intercambio Vial

El Intercambio vial consta de tres ejes longitudinales principales o “ejes maestros”. El primero de ellos se encuentra a lo largo de la Av. Avelino Cáceres en sentido Oeste-Este **(donde se ubican los Muros de Contención)**. El segundo en sentido de la Av. Perú-Av. Carrión, y el tercero en sentido Av. Carrión-Prolongación de Av. Carrión. Además de los ejes maestros se tienen en el proyecto siete ejes auxiliares.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 1: Codificación de ejes viales

Código	Descripción
M-OE	Eje master Av. Avelino Cáceres / Oeste-Este
M-SN	Eje master Av. Perú-Av. Carrión / Sur-Norte
M-NS	Eje master Av. Carrión-Prolongación de Av. Carrión / Norte-Sur

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"



Figura N° 01: Ejes Maestros

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Estos muros de contención se encuentran ubicados en el Eje master Av. Avelino Cáceres / Oeste-Este **(Eje Master M-OE)**, tal como se puede apreciar en la Fig.1.1, con la finalidad de salvar las diferencias de nivel entre las vías del Paso Inferior y las Vías Auxiliares que llegan a la intersección de Nivel Cero.

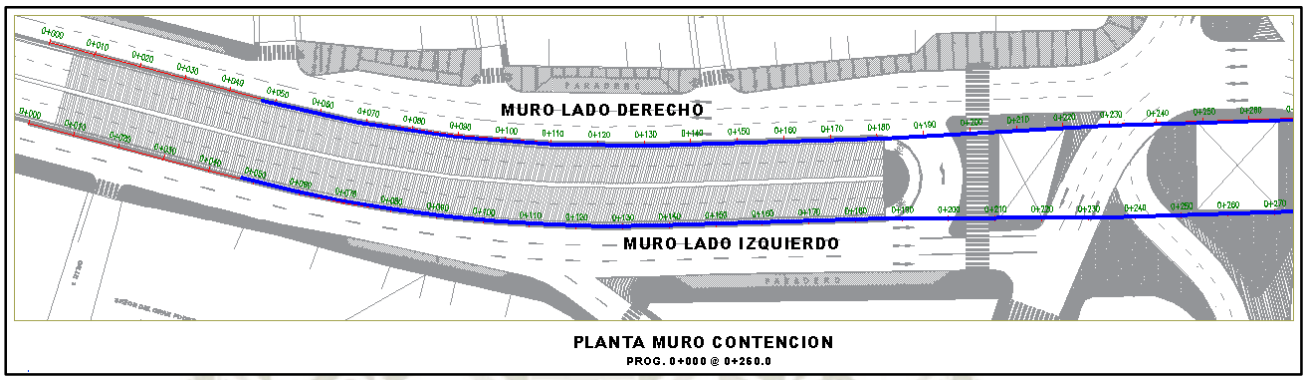


Figura N° 02: Esquema de ubicación de Muros de Contención en Planta (Progresiva 0+000 @ 0+260.00)

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

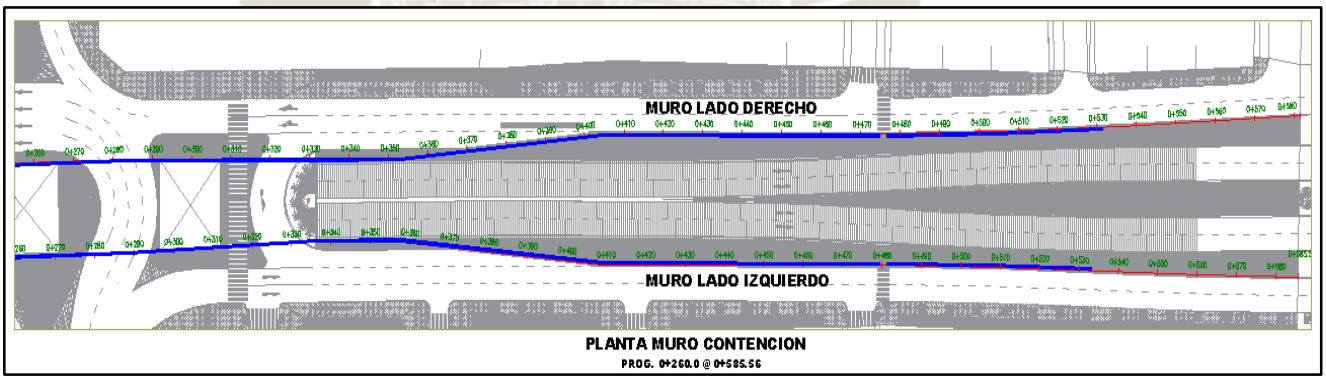


Figura N° 03: Esquema de ubicación de Muros de Contención en Planta (Progresiva 0+260 @ 0+585.56)

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO II

2. MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes

Los muros de contención tienen como propósito resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Un muro de contención trabaja básicamente como un voladizo empotrado en su base. Utilizamos el nombre de empuje, a las acciones producidas por las masas que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas, cemento, trigo, etc. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados. Como antecedentes se tiene a continuación investigaciones realizadas referentes al tema de estudio.

A nivel de Latinoamérica se logró tener acceso al trabajo de grado para optar el título de Especialista en Estructuras en la Escuela Colombiana de Ingeniería, la cual tiene las siguientes conclusiones: los muros con contrafuertes ofrecen claras ventajas en cuanto a la seguridad y al espacio requerido para su base o cimentación así como en su capacidad para soportar grandes empujes, otra conclusión es que al disminuir en tan solo un grado su valor del ángulo de fricción, el empuje horizontal aumenta significativamente (Gómez Rodríguez, 2013).

También se logró tener el acceso al trabajo de grado: "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DECONTENCIÓN CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA" de la Pontificia Universidad Javeriana, la cual una de sus conclusiones es: Los efectos sísmicos siempre deben ser considerados para el diseño de estructuras de contención, con el fin de asegurar que se diseña para la condición más crítica. A pesar de que todos los muros fueron diseñados teniendo cargas dinámicas, por medio de Mononobe-Okabe, muchas de las estructuras colapsaron o no eran estables al modelarlo por medio de elementos finitos para esta condición. (Báez Lozada y Echeverri López, 2015).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.2. Estado del Arte

- **ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS PARÁMETROS DE ROZAMIENTO TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES EN LA INTERACCIÓN PUZOLANA-CONCRETO EN EL DISTRITO DE CERRO COLORADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA – 2019 "Huanca Miranda, Jaqueline Carolina Yaco Cuela, Gabriela del Rosario"**

  En el presente informe se presentan los resultados del análisis realizado en la interacción puzolana – concreto en una muestra de suelo obtenida en el distrito de Cerro Colorado ciudad de Arequipa. En primer lugar, se realizó la caracterización del suelo en estudio, y se eligió el grado de compactación en que se analizaría. Se empleó bloques de concreto con superficies alteradas con las que se obtuvieron 3 tipos de rugosidades a analizar, esto para ver la influencia de la rugosidad en los parámetros de fricción en dicha interacción. Para la evaluación y obtención de éstos se han realizado ensayos de corte directo entre cada bloque y el suelo en estudio. Previamente se realizó un análisis empírico para la elección de una velocidad adecuada que nos permita obtener los resultados más verídicos según el tipo de suelo. Dichos valores de fricción obtenidos experimentalmente fueron comparados con los obtenidos de forma analítica por medio de correlaciones (1/2 ϕ' o 2/3 ϕ'), concluyendo que para el caso del suelo puzolánico los valores de ángulos de fricción son mayores que los usualmente empleados en los diseños. Para observar el efecto que genera dicha diferencia, se realizó los diseños de una estructura de contención haciendo uso de los diversos valores de rozamiento entre la puzolana y concreto obtenidos tanto analítica como experimentalmente, evaluando además el efecto en el aspecto económico.

  Conclusiones:

  Los diseños realizados mediante correlaciones consideran un criterio más conservativo, lo que lleva a estructuras con dimensiones mayores a las requeridas; sin embargo, se considera que está a favor de la seguridad.

  En la aplicación se realizó la comparación de diseños utilizando el método convencional, es decir, haciendo uso de correlaciones y de las fórmulas de Rankine en donde no se considera la rugosidad; y diseños considerando el ángulo de fricción suelo-concreto en sus distintas rugosidades, para lo cual se hizo uso

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

de las fórmulas de Coulomb y los coeficientes de relación de δ'/ϕ' hallados experimentalmente (Huanca Miranda & Yaco Cuela, 2019).

Realizando el análisis de costos para los diseños realizados se obtuvo: para el Diseño 1 (δ'/ϕ' = 1/2) el costo es de S/. 266 759.49, para el Diseño 2 (δ'/ϕ' = 2/3) el costo es de S/.266 397.36, para el Diseño 3 (δ'/ϕ' = 0.58) el costo es de S/.286 932.83, para el Diseño 4 (δ'/ϕ' = 0.67) el costo es de S/.274 336.34 y para el Diseño 5 (δ'/ϕ' = 0.71) el costo es de S/. 277 271.45.

- **SISTEMA PREFABRICADO T-WALL PARA MUROS DE CONTENCIÓN**

  BORIS LEONEL MORALES MÉNDEZ

  Guatemala, mayo de 2004.

  En el presente trabajo pretende ser una guía técnica de diseño y construcción en la que se definen los conceptos generales del sistema prefabricado t-wall para muros de contención, en cuanto a sus dimensiones, aplicaciones y ventajas. Se describe la modulación de las unidades de concreto utilizando datos de tablas generales de altura de muro. Se aplican conceptos de mecánica de suelos para determinar las fuerzas y presiones producidas por la tierra, que en determinada aplicación del sistema afecten el muro. El proceso de diseño se ejemplifica en un caso específico, en que se toman en cuenta variables, fórmulas y tablas para satisfacer los factores de seguridad de carga, solicitados. En el proceso de fabricación se proporcionan detalles del refuerzo de acero utilizado en las piezas de concreto t-wall, así como los procedimientos y especificaciones de la fundición de las mismas; se describen pruebas y estándares de calidad requeridos. Para construcción básica del sistema se toma en cuenta los requerimientos de equipo, materiales, herramienta y personal a emplear. Se verifica el manejo de las unidades de concreto t-wall. El procedimiento se describe desde la entrega de piezas en planta, descarga, preparación del sitio de instalación, trazo y construcción de la base de nivelación, levantamiento del primer grupo y de los grupos subsecuentes; se utilizan figuras de cada fase. XIII Se realiza un análisis comparativo de costos entre la construcción de un muro de contención con el sistema tradicional de hormigón armado y el sistema prefabricado t-wall. Se determina la ventaja de la utilización del sisegundo sistema por ser una opción de menor costo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Conclusiones:

1. El método prefabricado de contención t-wall, representa una solución de diseño apropiada, ya que puede construirse relativamente rápido, obteniéndose una flexibilidad geométrica que minimiza los trabajos de construcción y prolonga la durabilidad del muro.

2. La investigación realizada implementa los métodos de construcción en muros de contención, dándole así soluciones técnicas a la Ingeniería Civil. Se logra en sí la capacitación del profesional y del estudiante que necesita resolver los constantes problemas de estabilización de suelos.

3. El sistema tradicional de construcción de muros de contención a base de hormigón armado muestra una diferencia de costo de aproximadamente 25% más que el muro prefabricado t-wall. Al viabilizar las distintas opciones constructivas que existen para muros de contención en Guatemala dichas cifras puedan servir de parámetros comparativos (Morales Méndez, 2004).

- **"Evaluación del Muro de Contención en la avenida Arequipa, pueblo joven La Primavera, Chimbote 2017 – Propuesta de Mejora"**

  Cesar Aldair López Gonzales – 2017

  La investigación que se realizó en la presente tesis se llevó a cabo en el Pueblo Joven la Primavera ubicado en el Distrito de Chimbote, Provincia del Santa, en esta investigación se utilizó el método de evaluación y propuesta de mejora del muro contención existente en la Avenida Arequipa, teniendo como tipo de investigación de acuerdo al fin que se persigue, aplicada; y de acuerdo a la técnica de contrastación, descriptiva; puesto que fue necesario describir la realidad enfocado en el problema de la necesidad de evaluar y proponer un nuevo diseño de muro de contención en esta avenida, así de esta forma, los comentarios no influirán en los resultados de esta investigación. Como objetivo general se tuvo: "Evaluar el estado actual del muro de contención en la avenida Arequipa del pueblo joven La Primavera, Chimbote – 2017". Se realizó una investigación no experimental-cuantitativa, debido a que se describirá la evaluación del muro de contención mediante la observación y estudios realizados in situ, se dará una propuesta de mejora al muro mediante un modelamiento estructural; no se manipulará la variable y toda la información podrá ser medida. La presente investigación es importante porque se va a evaluar el estado actual del muro de contención, estableciendo medidas de prevención y control para reducir los

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

niveles de amenaza y riesgo, que comprometen directamente las condiciones de vida de los habitantes. Y para ello se procederá a realizar el adecuado diseño de muro de contención lo cual garantice la seguridad y poder mejorar la calidad de vida de las personas en el pueblo joven la primavera.

Conclusiones:

1. Se pudo determinar la comprensión de concreto en ambos tramos del muro de contención, obteniendo como resultado de que el primer tramo cuenta con una consistencia de concreto de f'c 163.07 kg/cm², y el segundo tramo con un f'c 139.29 kg/cm², lo cual está lejos de la resistencia adecuada del concreto para muros según nos manda norma 0.60 de concreto armado.

2. Se determinó los parámetros patológicos que presenta el muro de contención, siendo el primer tramo del muro el más afectado debido a las sobrecargas que existe en la parte superior del muro, generando la contracción del concreto que tiene como consecuencia a las fisuras y grietas.

3. De acuerdo a lo estudiado podemos establecer que el muro de contención existente en cualquier momento fallaría por deslizamiento. 4. Se realizó el análisis estructural a través del Sap2000 para ambos diseños determinando que el diseño actual sufre mayor estrés por parte del concreto por lo que fallaría en cualquier momento el muro mientras que el nuevo diseño presenta un nudo rígido en la parte céntrica lo cual garantiza la estabilidad de la estructura (López Gonzales, 2017).

2.3. Muros de Contención y su funcionamiento

Los muros de contención tienen como función principal servir de soporte para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas circunstancias se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad o se requiere aprovechar el máximo espacio posible como es el caso de vías. Por ejemplo, en este caso será de utilidad para sostener las vías auxiliares que se encuentran adyacentes a la vía principal.

Para proyectar cualquier tipo de muro de contención es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro. El procedimiento para diseñar un muro de contención consiste en:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- ✓ Selección del tipo de muro y dimensiones.
- ✓ Análisis de la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan. En caso que la estructura elegida no sea satisfactoria, se varían las dimensiones y se generan nuevos cálculos hasta lograr la estabilidad y resistencia según las condiciones mínimas establecidas.
- ✓ Diseño de los elementos o partes del muro.

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierras, peso propio, peso de la tierra, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro (Gómez Rodríguez, 2013).

2.4. Consideraciones Fundamentales

Un volumen de tierras, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo.

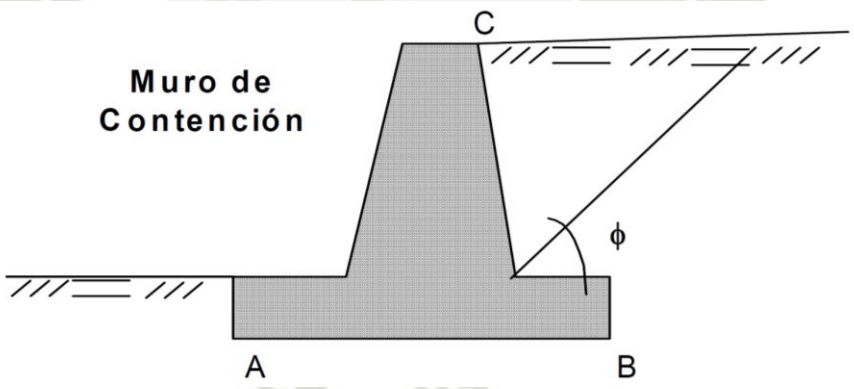


Figura N° 04 : Muro de Contención

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente condicionado por la deformación del muro. En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero que originen este efecto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado *Empuje Activo del Suelo.*

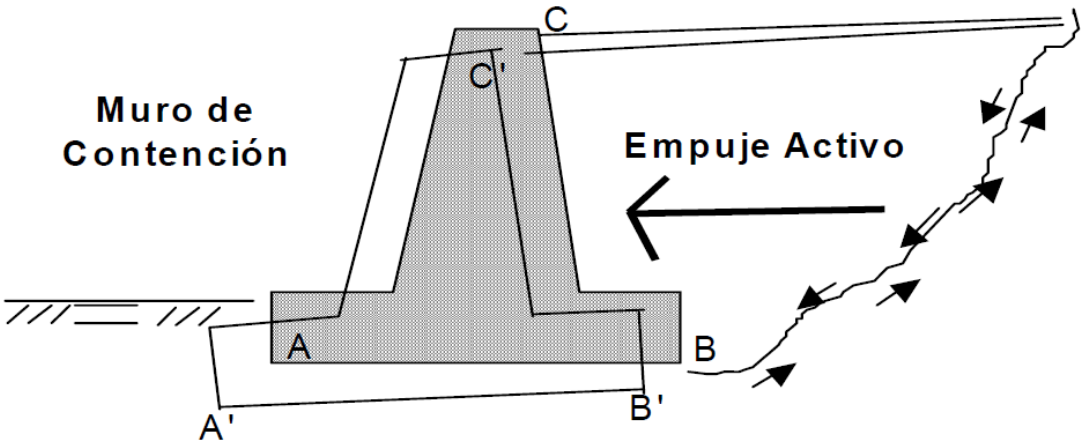


Figura N° 05 : Empuje Activo del Suelo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es ***nulo*** y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo.

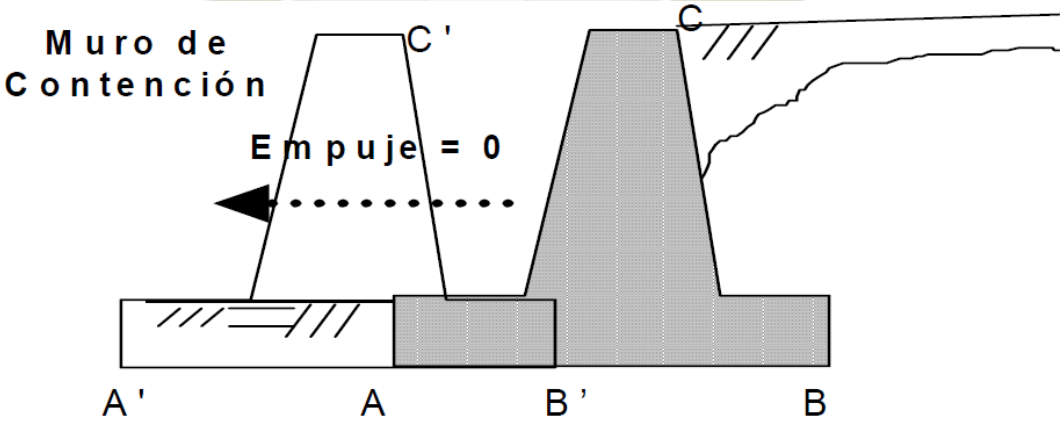


Figura N° 06 : Empuje Nulo del Suelo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, las tierras así comprimidas en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

hasta alcanzar su valor límite superior, llamado ***Empuje Pasivo del Suelo***. Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por corte.

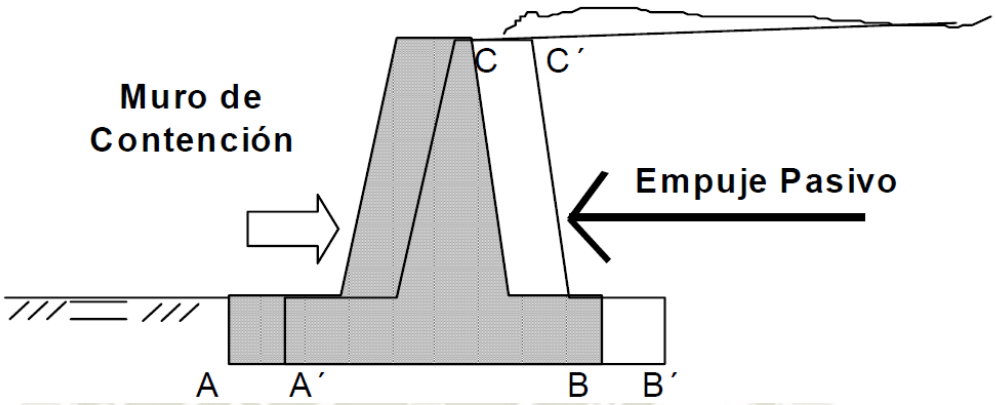


Figura N° 07 : Empuje *Pasivo del Suelo*.

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de ***Empuje de Reposo del Suelo*** (Gómez Rodríguez, 2013).

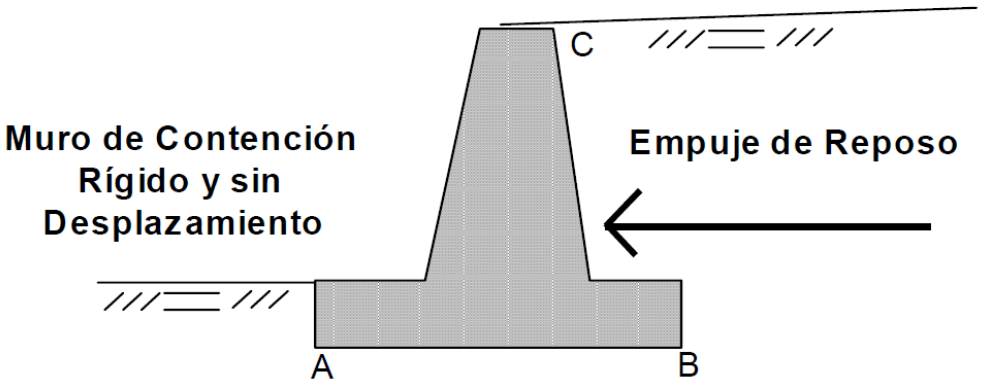


Figura N° 08 : Empuje *de Reposo del Suelo*.

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.5. Tipos de Muros de Contención

2.5.1. Muros de Gravedad

Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo. En cuanto a su sección transversal puede ser de varias formas. Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones. La estabilidad se logra con su peso propio, por lo que requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje. Por economía, la base debe ser lo más angosta posible, pero debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles (Gómez Rodríguez, 2013).

Muros de Gravedad

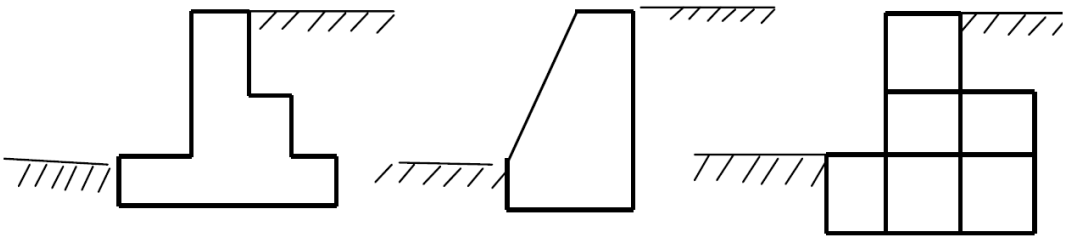


Figura N° 09 : Muro de Gravedad

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

2.5.2. Muros en Voladizo

Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos. Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 8.00 metros. La forma más usual es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y carga el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser pases colocados atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro. Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables (Gómez Rodríguez, 2013).

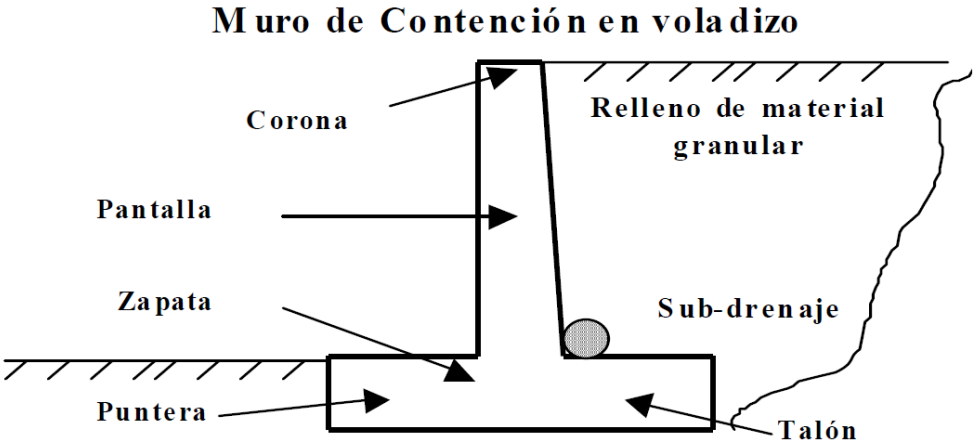


Figura N° 10 : Muro de Contención en Voladizo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

2.5.3. Muros con Contrafuerte

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continúa apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 8.00 metros. Tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente. Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

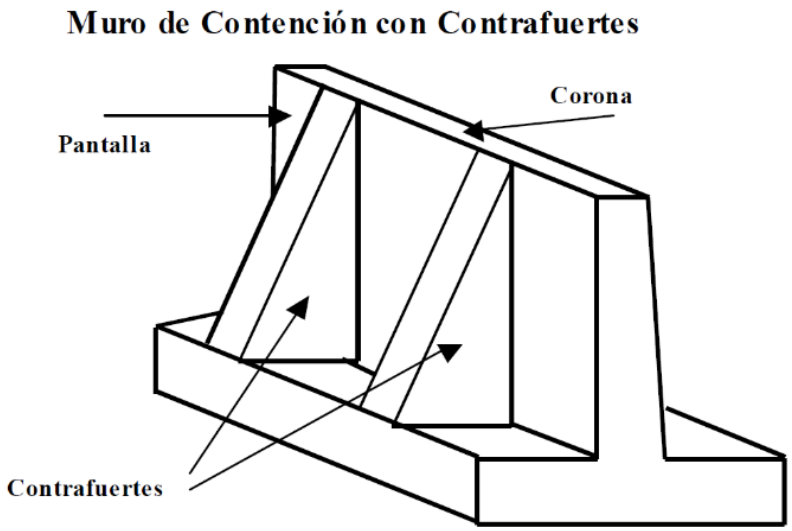


Figura N° 11 : Muro de Contención con Contrafuertes

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

En los Muros con contrafuertes el empuje del terreno es recibido por una pantalla y transmitido al suelo de cimentación por medio de una zapata. La unión entre la pantalla y zapata se lleva a cabo por medio de contrafuertes, que pueden ser exteriores o interiores. Las principales características de estos muros son: El contrafuerte es un elemento de unión entre la pared vertical y la zapata, que evita el giro y colapso que pueda tener la pantalla debido al empuje de las tierras. Estos contrafuertes están sujetos a tensiones y por lo tanto requerirán acero a lo largo de AB (longitud). Así mismo debe anclarse tanto en la pantalla como en la zapata de cimentación. La separación económica entre contrafuertes puede obtenerse por la ecuación empírica propuesta, con ligeras modificaciones: S = 0.75 + 0.30H < 3.00m Siendo S la separación entre ejes, en metros, y h la altura del contrafuerte en metros. Otros autores aconsejan emplear una separación máxima de 3m. La estabilidad exterior y el deslizamiento se investiga para una unidad de contrafuerte de longitud correspondiente a la misma que existe entre contrafuerte. La longitud de la zapata puede quedar, aproximadamente siendo igual a la mitad del muro y con un 30% de dicha longitud formando el pie de la zapata y el resto para talón (Gómez Rodríguez, 2013).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

2.6. Drenaje

En la práctica se ha observado que los muros de contención fallan por una mala condición del suelo de fundación y por un inadecuado sistema de drenaje. Determinar cuidadosamente la resistencia y compresibilidad del suelo de fundación, así como el estudio detallado de los flujos de agua superficiales y subterráneos son aspectos muy importantes en el proyecto de muros de contención.

Cuando parte de la estructura del muro de contención se encuentra bajo el nivel freático, bien sea de manera ocasional o permanente, la presión del agua actúa adicionalmente sobre él. En la zona sumergida la presión es igual a la suma de la presión hidrostática más la presión del suelo calculada con la expresión más conveniente de empuje efectivo, de manera que la presión resultante es considerablemente superior a la obtenida en la condición de relleno no sumergido. Esta situación ha sido ignorada por muchos proyectistas y es una de las causas de falla más comunes en muros de contención. En consecuencia, resulta más económico proyectar muros de contención que no soporten empujes hidrostáticos, colocando drenes ubicados adecuadamente para que canalicen el agua de la parte interior del muro a la parte exterior, tal como se muestra en la figura N°12.

En condiciones estables de humedad, las arcillas contribuyen a disminuir el empuje de tierra, sin embargo, si estas se saturan, generan empujes muy superiores a los considerados en el análisis. Por esta razón es conveniente colocar material granular ($\varphi>0$) como relleno en los muros de contención. Las estructuras sumergidas o fundadas bajo el nivel freático, están sujetas a empujes hacia arriba, denominado sub-presión. Si la sub-presión equilibra parte del peso de las estructuras, es beneficiosa ya que disminuye la presión de contacto estructura-suelo, pero si la sub-presión supera el peso de estructura, se produce una resultante neta hacia arriba la cual es equilibrada por la fricción entre las paredes de la estructura y el suelo. Esta fricción puede ser vencida inmediatamente al saturarse el suelo, produciendo la emersión de la estructura (Gómez Rodríguez, 2013).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

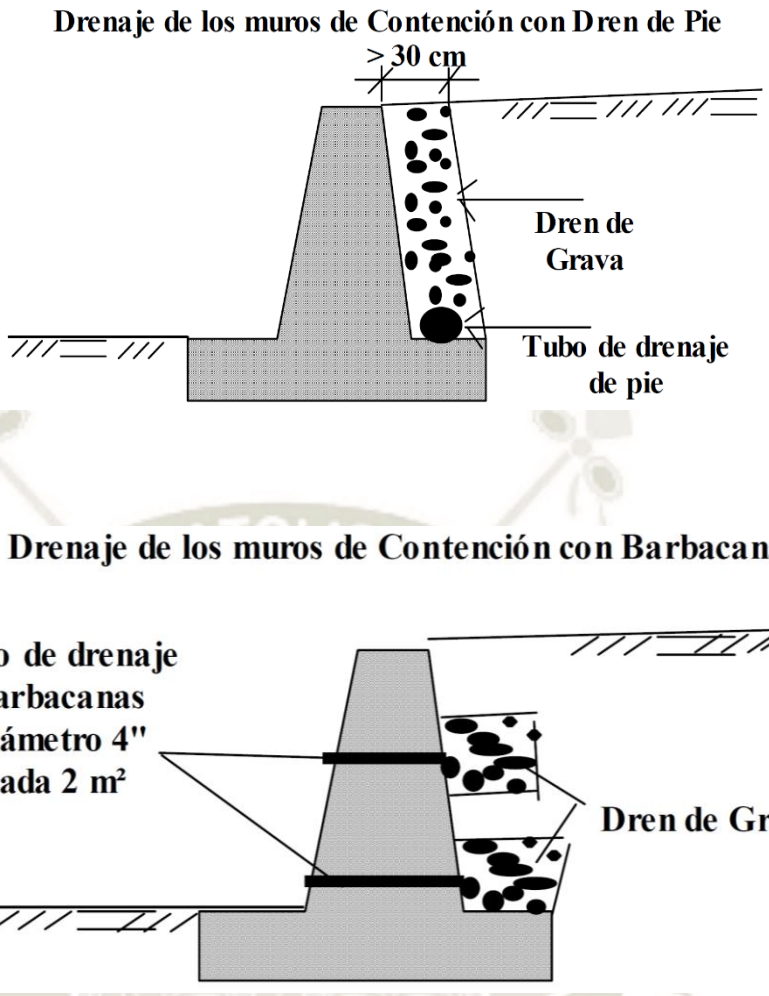


Figura N° 12 : Drenaje de los muros de contención

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

2.7. Estabilidad

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

El diseño suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar la estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requerida.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En el caso de muros de contención de concreto armado, se puede emplear los procedimientos comúnmente utilizados para dimensionar y reforzar, que son estipulados por el Código ACI, o por la Norma E-060 (Concreto Armado) del Reglamento Nacional de Edificaciones (Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento, 2009).

2.7.1. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio

Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida ***Rs***, la cual se calculará para cargas y fuerzas de servicio según las combinaciones que se estipulen en las normas.

En el método de los esfuerzos admisibles, se disminuye la resistencia nominal dividiendo por un factor de seguridad FS establecido por las normas o especificaciones técnicas.

$$\boldsymbol{Rs} \leq \boldsymbol{R_{adm}} \qquad (1)$$

$$\boldsymbol{R_{adm}} \leq \frac{\boldsymbol{R_n}}{\boldsymbol{FS}} \qquad (2)$$

Rn = Resistencia nominal, correspondiente al estado límite de agotamiento resistente, sin factores de minoración. Esta resistencia es función de las características mecánicas de los materiales y de su geometría.

Radm = Resistencia admisible.

Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto originadas en la interfase suelo-muro (Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento, 2009).

2.7.1.1. Estabilidad al Volcamiento y Deslizamiento

En el estudio de estabilidad al volcamiento y deslizamiento los Factores de Seguridad varían según sea el caso:

- ✓ 1°Caso: Empuje del Suelo + Sobrecarga Vehicular
  F.S.D ≥ 1.50
  F.S.V ≥ 1.50

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- ✓ 2° Caso: Empuje del Suelo + Sismo

  F.S.D ≥ 1.25

  F.S.V ≥ 1.25

Para estudiar la Estabilidad al Volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

La relación entre los momentos estabilizantes Me, producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de volcamiento Mv, producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento FSV, esta relación debe cumplir lo siguiente:

$$F.S.V = \frac{Me}{Mv} \geq 1.50 \ldots . (1° \, Caso)$$

$$F.S.V = \frac{Me}{Mv} \geq 1.25 \ldots . (2° \, Caso)$$

La componente horizontal del empuje de Suelo debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento FSD.

$$F.S.D = \frac{Fr}{Fa} \geq 1.50 \ldots . (1° \, Caso)$$

$$F.S.D = \frac{Fr}{Fa} \geq 1.25 \ldots . (2° \, Caso)$$

$$Fr = \mu . (\sum F.Vert.) + c' . B + Ep$$

$$\mu = \tan \delta$$

$$c' = (0.5 \text{ a } 0.7) . c$$

$$\delta = \left(\frac{2}{3} \emptyset\right)$$

Donde:

- ✓ **Fr** = Fuerza Resistente ó Fuerza de Rozamiento.
- ✓ **Fa** = Fuerza Actuante (Empuje del Suelo, Sobrecarga, Sismo).
- ✓ ∑**F.Vert**.= Resultante de las Fuerzas Verticales.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- ✓ **B** = Ancho de la Base del Muro.
- ✓ **c'** = Coeficiente de Cohesión corregido o modificado.
- ✓ **c** = Coeficiente de Cohesión del suelo de fundación.
- ✓ **Ep** = Empuje Pasivo del Suelo (Suelo de la Puntera).
- ✓ **μ** = Coeficiente de Fricción Suelo – Muro
- ✓ **δ** = Angulo de Fricción Suelo - Muro

Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice éste durante toda la vida de la estructura (Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento, 2009).

2.7.1.2. Presiones de Contacto

La capacidad admisible del suelo de fundación σ_{adm} debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto $\sigma_{máx}$ transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{q_{ult}}{F.S_{cap.portante}}$$

FScap.portante es el factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, este valor no debe ser menor que tres para cargas estáticas, FScap.portante ≥ 3, y para cargas dinámicas de corta duración no menor que dos, FScap.portante ≥ 2. En caso que la información geotécnica portante disponible sea para cargas estáticas.

En el capítulo 15 de la NTE-060 aprobado en el 2009, se indica que se puede considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales (dinámicas), tales como sismo o viento; por tanto:

$$1.3\,\sigma_{adm} \geq \sigma_{max.}\,(sísmico)$$

En la base de la zapata, para que toda el área quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por sistema

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

de cargas debe quedar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad ex de la fuerza resultante vertical ∑**F.Vert**, medida desde el centro de la base del muro B, no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante ∑**F.Vert** coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones.

En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones siguientes según sea el caso. En la figura N° 13 se muestran ambos casos de presiones de contacto.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right)$$

$$Xr = \frac{Me - Mv}{\sum F.Vert}$$

Xr es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

Si: ex ≤ B/6

$$\boldsymbol{\sigma_{max}} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right)$$

$$\boldsymbol{\sigma_{min}} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right)$$

Si: B/6 ≤ ex ≤ B/2

$$\boldsymbol{\sigma_{max}} = \frac{2.\sum F.Vert}{3.\left(\frac{B}{2} - |e_x|\right)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{min}} = 0$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son más uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

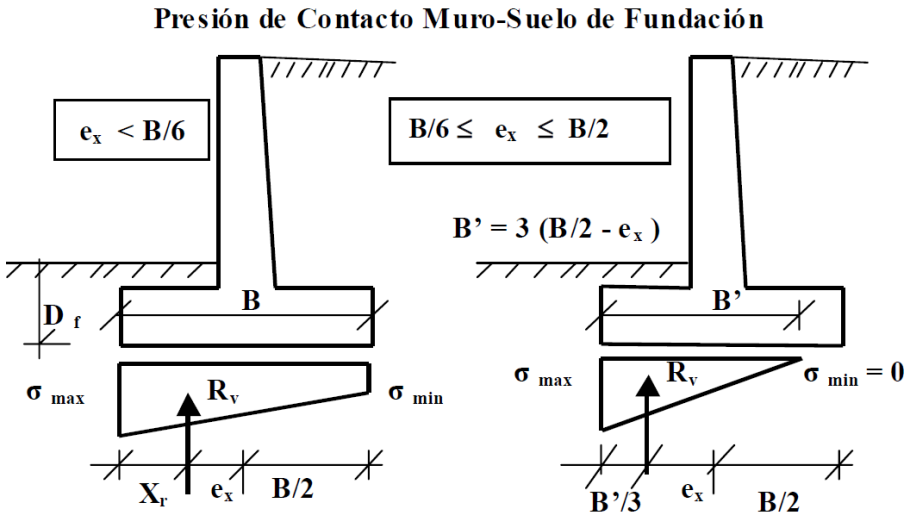


Figura N° 13 : Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

En general dos criterios pueden ser útiles para dimensionar la base:

- ✓ La excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder el sexto de ella.
- ✓ La presión máxima de contacto muro-suelo de fundación, no debe exceder la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación (Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento, 2009).

2.8. Incumplimiento de las Condiciones de Estabilidad

En caso de no cumplir con la estabilidad al volcamiento y/o con las presiones de contacto, sé debe redimensionar el muro, aumentando el tamaño de la base.

Si no se cumple con la estabilidad al deslizamiento, debe modificarse el proyecto del muro, para ello hay varias alternativas:

- ✓ Colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de tal manera que la fricción suelo–muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al dentellón. En la figura 14, se muestra un muro de contención con dentellón en la base. Se recomienda colocar el dentellón a una distancia 2.Hd medida desde el extremo de la puntera, Hd es la altura del dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- ✓ Aumentar el tamaño de la base, para de esta manera incrementar el peso del muro y la fricción suelo de fundación–muro.
- ✓ Hacer uso del empuje pasivo Ep, su utilización debe ser objeto de consideración, puesto que para que éste aparezca deben ocurrir desplazamientos importantes del muro que pueden ser incompatibles con las condiciones de servicio, además se debe garantizar la permanencia del relleno colocado sobre la puntera del muro, de no poderse garantizar durante toda la vida útil del muro, solo se podrá considerar el empuje pasivo correspondiente a la altura del dentellón.

Generalmente se considera más efectivo el uso del dentellón que el aumento del tamaño de la base. Para el mismo volumen de concreto, resulta la segunda alternativa más económica. La excavación para el dentellón, es posible que se altere el subsuelo, originando en algunos casos más daño que provecho.

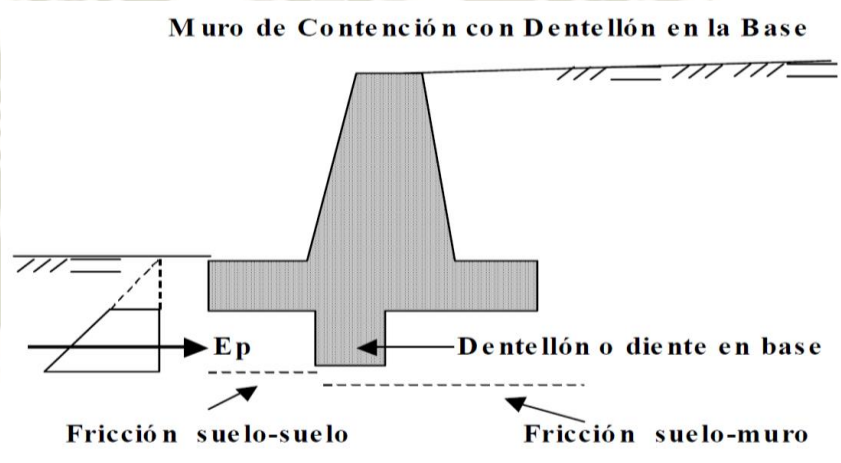


Figura N° 14 : Muro de Contención con Dentellón en la Base

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

Si el dentellón es muy corto, se corre el riesgo de sobrestimar la fuerza de roce adicional, por esta razón, la fuerza de roce adicional lograda por el uso del dentellón, no puede ser mayor que el empuje pasivo generado frente él; bajo ésta circunstancia, esta fuerza puede determinarse solamente evaluando la resistencia pasiva.

Si el muro de contención se apoya sobre un suelo rocoso, el uso del dentellón resulta ser un medio muy efectivo para generar resistencia adicional al deslizamiento (Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento, 2009).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.9. Evaluación del Empuje de Tierras

Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-muro, de la compactación del relleno, del drenaje, así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y de drenaje libre para evitar empujes hidrostáticos que pueden originar fuerzas adicionales no deseables.

Las presiones laterales se evaluarán tomando en cuenta los siguientes componentes:

a) Presión estática debida a cargas gravitatorias.
b) Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
c) Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

Las presiones que el suelo ejerce sobre un muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad. Para la determinación del empuje de tierra E se utilizará el método del fluido equivalente, con expresiones del tipo:

$$E = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).K$$

- ✓ H = Altura del Muro.
- ✓ γ = Peso Específico del Suelo contenido por el muro
- ✓ K = Coeficiente de Empuje del Suelo.
- ✓ E = Empuje del Suelo Retenido (Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento, 2018).

2.9.1. Presión Estática

La presión estática puede ser de reposo o activa.

2.9.1.1. Empuje de Reposo

Cuando el muro o estribo está restringido en su movimiento lateral y conforma un sólido completamente rígido, la presión estática del suelo es de reposo y genera un empuje total E0, aplicado en el tercio inferior de la altura.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$E_0 = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).K_0$$

- ✓ Ko = Coeficiente de presión de Reposo.

Para suelos normales o suelos granulares se utiliza con frecuencia para determinar el coeficiente de empuje de reposo la expresión de Jáky (1944) (U-cursos.cl, 2019).

$$K_0 = 1 - \sin \emptyset$$

2.9.1.2. Empuje de Activo

Cuando la parte superior de un muro o estribo se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total **Ea**, aplicada en el tercio inferior de la altura.

$$E_a = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).K_a$$

- ✓ Ka = Coeficiente de presión Activa.

El coeficiente de presión activa se puede determinar con las teorías de Coulomb o Rankine para suelos granulares; en ambas teorías se establecen hipótesis que simplifican el problema y conducen a valores de empuje que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables (Soto Jaimes, 2019).

2.9.1.2.1. Ecuación de Coulomb

En el año 1773 el francés Coulomb publicó la primera teoría racional para calcular empujes de tierra y mecanismos de falla de masas de suelo, cuya validez se mantiene hasta hoy día, el trabajo se tituló: “Ensayo sobre una aplicación de las reglas de máximos y mínimos a algunos problemas de Estática, relativos a la Arquitectura”.

La teoría supone que el empuje se debe a una cuña de suelo limitada por la cara interna del muro, la superficie de relleno y una superficie de falla que se origina dentro del relleno que se supone plana.

La teoría de Coulomb se fundamenta en una serie de hipótesis que se enuncian a continuación:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
2. La superficie de falla es planar.
3. El suelo posee fricción, siendo φ el ángulo de fricción interna del suelo, la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
4. La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
5. La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
6. La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo, δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
7. La reacción Ea de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo δ con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es muy lisa (δ = 0°), el empuje activo actúa perpendicular a ella.
8. La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo φ con la normal al plano de falla.

El coeficiente Ka según Coulomb es:

$$K_a = \frac{sen^2(\psi + \emptyset)}{sen^2\psi . sen(\psi - \delta).\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\emptyset + \delta).sen(\emptyset - \beta)}{sen(\psi - \delta).sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

- ✓ ψ = Angulo de la cara interna del muro con la Horizontal
- ✓ β = Angulo de Relleno con la Horizontal
- ✓ δ = Angulo de fricción suelo - muro

Siguiendo recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse en la práctica como: $\left(\frac{\emptyset}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\emptyset\right)$ a falta de información se usa generalmente: $\left(\delta = \frac{2}{3}\emptyset\right)$.

Si la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90°$), la ecuación anterior se reduce a:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$K_a = \frac{cos^2(\emptyset)}{cos(\delta).\left[1+\sqrt{\frac{sen(\emptyset+\delta).sen(\emptyset-\beta)}{cos(\delta).cos(\beta)}}\right]^2}$$

Si el relleno es horizontal $(\beta = 0°)$, la ecuación (64) se reduce a:

$$K_a = \frac{cos^2(\emptyset)}{cos(\delta).\left[1+\sqrt{\frac{sen(\emptyset+\delta).sen(\emptyset)}{cos(\delta)}}\right]^2}$$

Si no hay fricción, que corresponde a muros con paredes muy lisas $(\delta = 0°)$, la ecuación (65) se reduce a:

$$K_a = \frac{1-sen(\emptyset)}{1+sen(\emptyset)} = Tan^2\left(45° - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

En la teoría de Coulomb el **Ea** actúa formando un ángulo **δ** con la normal al muro, por esta razón esta fuerza no es horizontal generalmente. El Ea será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical (**ψ = 90°**) y el ángulo (**δ = 0°**). En tal sentido, las componentes horizontal y vertical del **Ea** se obtienen adecuando la expresión (62) según Coulomb de la siguiente manera (Torres, 2019)

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).K_a.\cos\omega$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).K_a.\text{sen}\,\omega$$

$$\omega = 90 + \delta - \psi$$

Eah y **Eav** son las componentes vertical y horizontal del **Ea**.

Para valores de: ψ = 90° y δ = 0°, resulta: ω=0°, **Eah**=**Ea** y **Eav**=0.

2.9.1.2.2. Ecuación de Rankine

En el año 1857, el escocés W. J. Macquorn Rankine realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
2. No existe fricción entre el suelo y el muro.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3. La cara interna del muro es vertical (ψ = 90°).
4. La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
5. El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo β con la horizontal.

El coeficiente **Ka** según Rankine es:

$$K_a = \cos\beta . \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}$$

Si en la ecuación anterior, la inclinación del terreno es nula (β = 0°), se obtiene una ecuación similar a la de Coulomb, para el caso particular que (δ= β = 0°; ψ = 90°), ambas teorías coinciden:

$$K_a = \frac{1 - sen\,\emptyset}{1 + sen\,\emptyset} = Tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

Para que la hipótesis de un muro sin fricción se cumpla el muro debe tener paredes muy lisas, esta condición casi nunca ocurre, sin embargo, los resultados obtenidos son aceptables ya que están del lado de la seguridad. En el caso de empuje activo la influencia del ángulo **δ** es pequeña y suele ignorarse en la práctica.

En la teoría de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical (**ψ = 90°**), y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo β con la horizontal, es este sentido, esta fuerza no es siempre horizontal. Las componentes horizontal y vertical del **Ea** se obtienen adecuando la expresión según Rankine de la siguiente manera (Maquera, 2018).

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).K_a.\cos\beta$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).K_a.\text{sen}\,\beta$$

Para valores de β = 0°, resulta: ω=0°, **Eah**=**Ea** y **Eav**=0.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.9.2. Empuje Pasivo

Cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra **Ep**, la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior **Ep**, la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura, la figura 21 muestra un muro con diagrama de presión pasiva.

$$E_p = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).K_p$$

- ✓ Kp = Coeficiente de presión Activa.

La presión pasiva en suelos granulares, se puede determinar con las siguientes expresiones:

1. El coeficiente Kp según Coulomb es:

$$K_p = \frac{sen^2(\psi - \emptyset)}{sen^2\psi.sen(\psi+\delta).\left[1+\sqrt{\frac{sen(\emptyset+\delta).sen(\emptyset+\beta)}{sen(\psi+\delta).sen(\psi+\beta)}}\right]^2}$$

2. Cuando se ignora los ángulos (δ, β, ψ) en la ecuación (77) se obtiene la el coeficiente Kp según Rankine:

$$K_p = \frac{1+sen\,\emptyset}{1-sen\,\emptyset} = Tan^2\left(45+\frac{\emptyset}{2}\right)$$

Si el ángulo δ es grande la superficie de deslizamiento real se aparta considerablemente del plano teórico conduciendo a errores de importancia (Torres Belandria, 2008).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

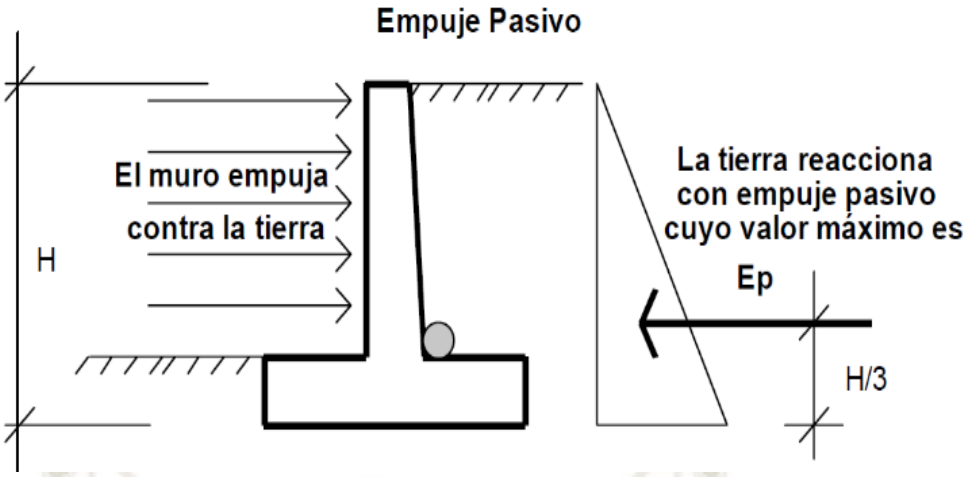


Figura N° 15 : Empuje Pasivo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

2.9.3. Incremento Dinámico de Presión por el Efecto Sísmico

Los efectos dinámicos producidos por los sismos se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia de las masas del muro y del relleno. Las fuerzas de inercia se determinarán teniendo en cuenta la masa de tierra apoyada directamente sobre la cara interior y zapata del muro con adición de las masas propias de la estructura de retención.

El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente el muro. Se considerará un estado activo de presión de tierras cuando el desplazamiento resultante permita el desarrollo de la resistencia al corte del relleno. Si el desplazamiento de la corona del muro está restringido, el empuje sísmico se calculará con la condición de tierras en reposo. El estado pasivo de presión de tierras solo puede generarse cuando el muro tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante.

2.9.3.1. Incremento Dinámico del Empuje Activo

Cuando el muro de contención es suficientemente flexible como para desarrollar desplazamientos en su parte superior, la presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje activo **ΔDEa**.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El Euro código 8 propone calcular el coeficiente de presión dinámica activa **Kas** a partir de la fórmula de Mononobe-Okabe, se trata de un método plástico que tiene la limitación de que solo es válido para terrenos granulares, este coeficiente incluye el efecto estático más el dinámico, aplicando la fuerza total en un mismo sitio, sin embargo, considerando que la cuña movilizada en el caso dinámico es un triángulo invertido con centro de gravedad ubicado a 2/3 de la altura, medidos desde la base, se separa el efecto estático del dinámico por tener diferentes puntos de aplicación. El incremento dinámico del empuje activo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).(K_{as} - K_a).(1 - C_{sv})$$

Para: β < Ø – Θ

$$K_{as} = \frac{sen^2(\psi + \emptyset - \theta)}{cos\theta.sen^2\psi.sen(\psi - \delta - \theta).\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\emptyset + \delta).sen(\emptyset - \beta - \theta)}{sen(\psi - \delta - \theta).sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

Para: β < Ø – Θ

$$K_{as} = \frac{sen^2(\psi + \emptyset - \theta)}{cos\theta.sen^2\psi.sen(\psi - \delta - \theta)}$$

$$\theta = arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right)$$

$$C_{sh} = 0.50\ A_0$$

$$C_{sv} = 0.70\ C_{sh}$$

- ✓ **Kas** = Coeficiente de presión dinámica activa.
- ✓ **Ao** = Factor de Zona (aceleración máxima horizontal del suelo)
- ✓ **Csh** = Coeficiente sísmico horizontal.
- ✓ **Csv** = Coeficiente sísmico vertical.

En la figura N°16 se muestra un muro con diagramas de presión estática más el incremento dinámico del empuje activo con sus respectivos puntos de aplicación (Torres Belandria, 2008).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Empuje Activo + Incremento Dinámico del Empuje Activo

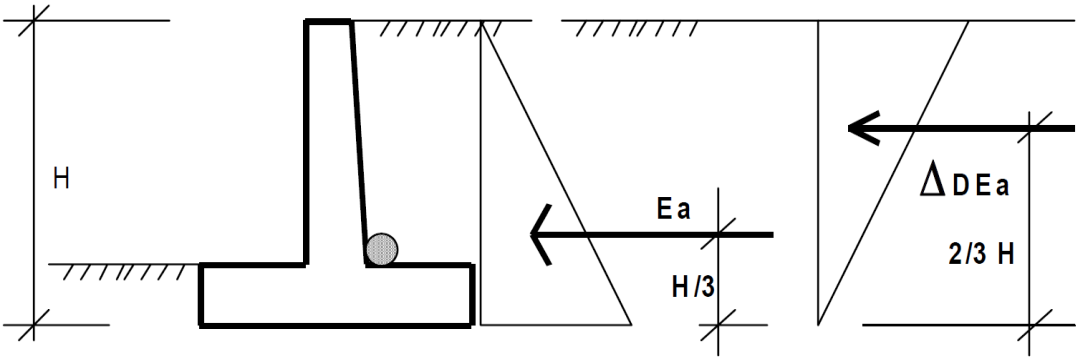


Figura N° 16 : Incremento Dinámico del Empuje Activo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

2.9.3.2. Incremento Dinámico del Empuje Pasivo

El empuje pasivo se incrementa cuando ocurre un sismo, este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje pasivo **ΔDEp**, la resultante de este incremento de empuje se aplica a un tercio de la altura de relleno en condición pasiva, medida desde la base del muro (Torres Belandria, 2008).

$$\Delta DE_p = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).\left(K_{ps} - K_p\right).(1 - C_{sv})$$

$$K_{ps} = \frac{sen^2(\psi + \emptyset - \theta)}{cos\theta.sen^2\psi.sen(\psi + \delta + \theta).\left[1 - \sqrt{\frac{sen(\emptyset + \delta).sen(\emptyset + \beta - \theta)}{sen(\psi + \delta + \theta).sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

- ✓ Kps = Coeficiente de presión dinámica pasiva.

La figura N°17 muestra un muro con diagrama de presión estática más incremento dinámico del empuje pasivo (Torres Belandria, 2008).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

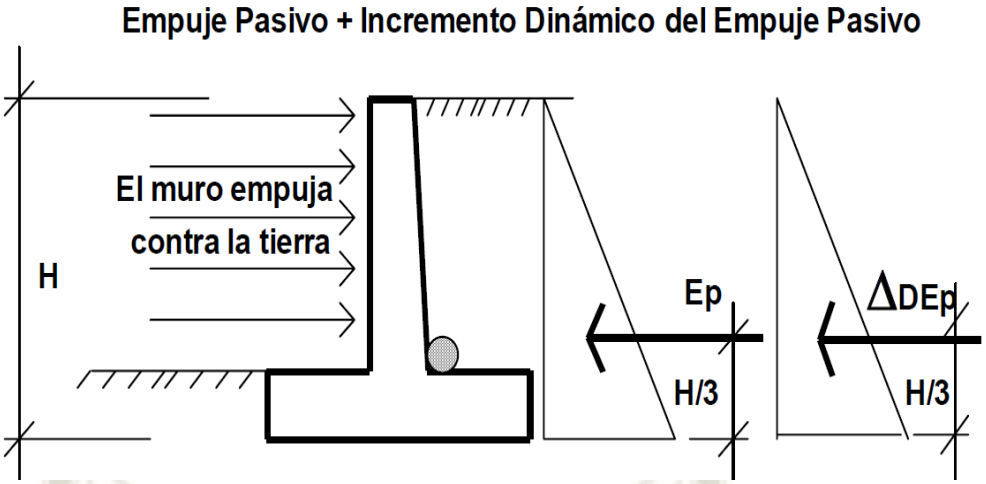


Figura N° 17 : Incremento Dinámico del Empuje Pasivo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

2.10. Muros con Sobrecarga Uniforme

En ciertas ocasiones los muros de contención tienen que soportar sobrecargas uniformes que, originadas por el tráfico o por depósitos de materiales en la superficie, incrementando la presión sobre el muro.

El procedimiento usual para tomar en cuenta la sobrecarga uniforme es transformarla en una porción de tierra equivalente de altura Hs, con peso específico similar al del suelo de relleno **γ**. La altura **Hs** se coloca por encima del nivel del suelo contenido por el muro.

$$Hs = \frac{q}{\gamma}$$

Frecuentemente se ha usado una altura de relleno equivalente a carga viva de 61 cm o 2 pies, y se indica valores de relleno equivalentes a sobrecarga vehicular que varían con la altura del muro, estos valores se muestran en la tabla 8.

El empuje activo o de reposo del suelo con sobrecarga Es, para cualquiera de las teorías estudiadas, resulta ser:

$$E_s = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H\right).(H + 2Hs).K$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Este empuje estará aplicado en el centroide del área del trapecio de presiones o en su defecto en cada uno de los centroides particulares de cada figura que conforma el prisma de presiones indicado en la figura N°18.

El momento de volcamiento con sobrecarga Mvs:

$$M_{VS} = \left(\frac{1}{6}.\gamma.H^2\right).(H + 3Hs).K$$

El procedimiento descrito solo sirve para sobrecargas uniformemente distribuidas, para sobrecargas no uniformes o lineales se debe realizar un estudio detallado según sea el caso.

Si el relleno tras el muro está formado por varios estratos de suelo de espesor constante y paralelos a la superficie de relleno, la presión lateral total podrá calcularse considerando la carga total sobre cada estrato como sobrecarga uniforme.

Altura del muro	H_s
≤ 1,53 m (5 pies)	1,68 m (5,5 pies)
3,05 m (10 pies)	1,22 m (4,0 pies)
6,10 m (20 pies)	0,76 m (2,5 pies)
≥ 9,15 m (30 pies)	0,61 m (2,0 pies)

Empuje de Tierra con Sobrecarga

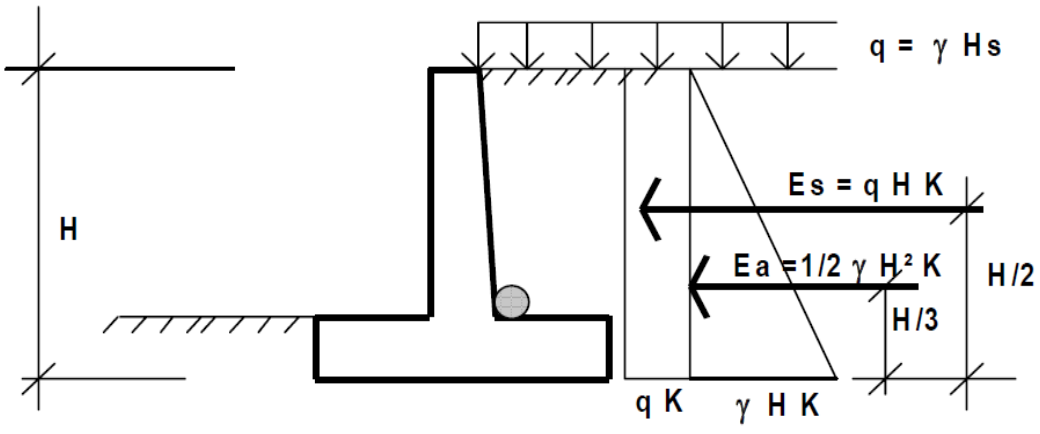


Figura N° 18 : Empuje de Tierra con Sobrecarga

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la figura N°19 se muestra el convenio para la medida de los ángulos utilizados en las fórmulas de cálculo de los coeficientes de empujes de tierra.

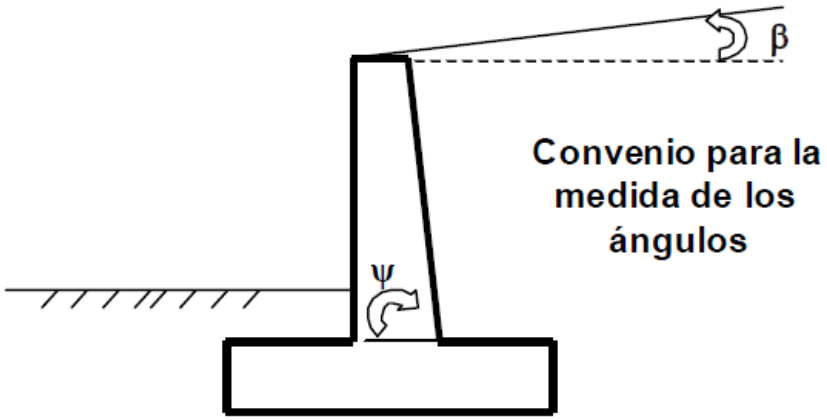


Figura N° 19 : Convenio para la medida de los ángulos

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

Para contener un volumen de tierras de forma estable, es necesario conocer las propiedades y características del suelo, la capacidad resistente de los materiales que conforman la estructura, las cargas actuantes, la presencia de aguas subterráneas y toda la información que involucre el lugar donde se construirá el muro y sus adyacencias (Torres Belandria, 2008).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO III

3. ESTUDIOS BÁSICOS

3.1. Estudios Topográficos

El presente estudio tiene como finalidad de mostrar las condiciones del terreno existente, así como los desniveles, las cotas, curvas de nivel, pendientes, perímetro, linderos, colindancias, áreas, ángulos y vértices del terreno, la cual es información valiosa que sirve de base para otros estudios (Diseño Vial, Hidrología, Hidráulica, Geología, etc.).

Como principal recurso para iniciar con el análisis y diseño de muros de contención es necesario saber la distribución en altura a lo largo del Eje Master, por lo que se hace uso del Perfil Longitudinal de la Vía Inferior (Deprimido) y la Vía Superior (Nivel Cero) obteniendo así una vista en elevación de todos los Muros de contención a emplearse en el proyecto.

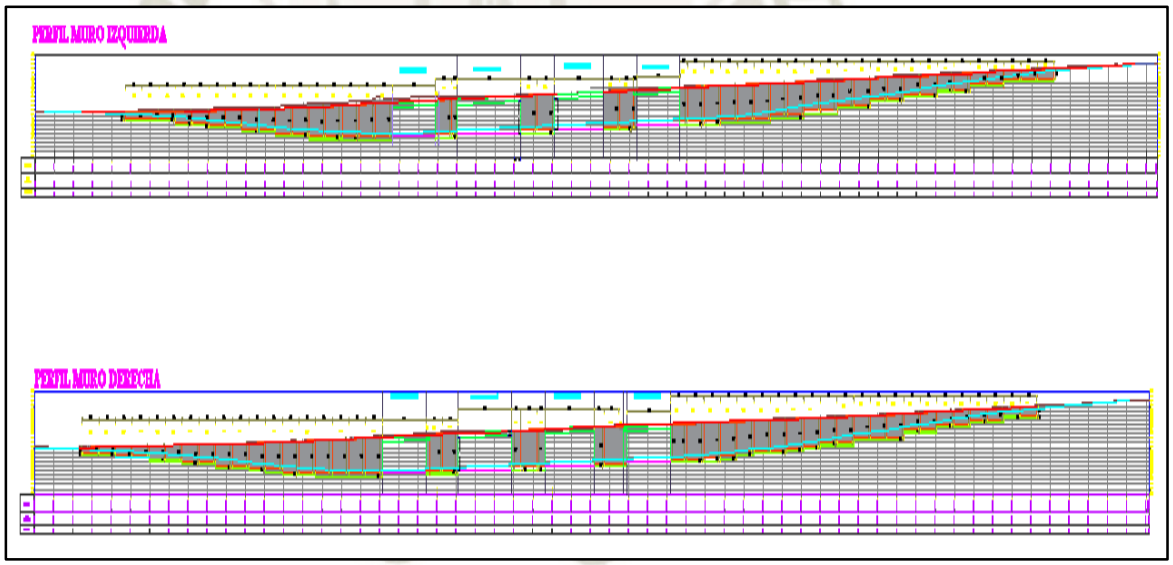


Figura N° 20 : Esquema de ubicación de muros de contención en Elevación

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

3.2. Estudios Geológicos y Geotécnicos.

El estudio geológico tiene como finalidad establecer las características geológicas, tanto local como de las diferentes formaciones geológicas.

Los principales objetivos son:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- ✓ Dar a conocer las características geológicas – geotécnicas.
- ✓ Determinar las propiedades físicas del suelo (Peso Específico $-\gamma$).
- ✓ Determinar las propiedades mecánicas del suelo (Angulo de Fricción - ∅ ; Cohesión; Módulo de Elasticidad – Es; Relación de Poisson - ט).
- ✓ Determinar los factores de Capacidad de Carga.
- ✓ Determinar la profundidad y capacidad portante de la cimentación
- ✓ Determinar el Coeficiente de Balasto (Pinedo Rivera, 2019).

3.3. Estudios de Sismo.

El análisis sísmico se realizará mediante la fórmula de Mononobe - Okabe. El cual nos permite hallar los efectos dinámicos producidos por los sismos, los cuales se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia de las masas del muro y del relleno (Torres Belandria, 2008).

3.3.1. Zona Sísmica

Según el mapa de zonificación sísmica del territorio nacional en vigencia, la cual es la Norma E-0.30 – 2018, Resolución Ministerial N°355-2018-VIVIENDA, nos dice que este se encuentra divido en 4 zonas de peligro sísmico (Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento, 2009).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

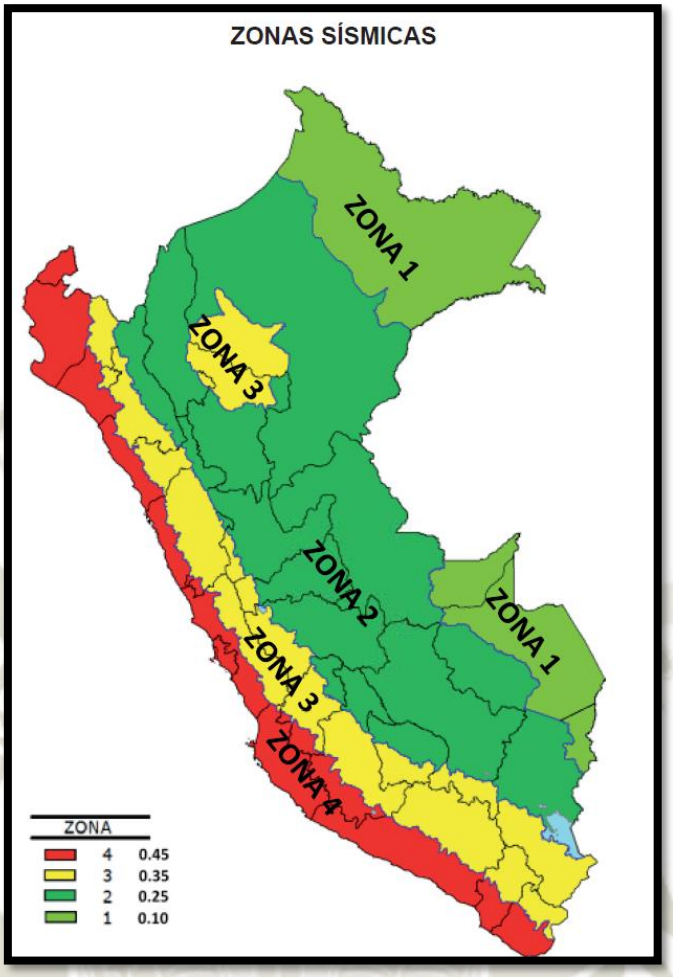


Figura N° 21 : Zonas Sísmicas

Fuente: E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE 2018

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 02. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento, 2009).

Tabla N° 2 : Factores de zona "Z"

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE 2016

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Como requisito esencial para en análisis sísmico es necesario el coeficiente de aceleración, que se escoge según la zona de peligro sísmico. El lugar del proyecto se ubica en la Ciudad de Arequipa la cual se encuentra dentro de la zona 3 con el respectivo coeficiente de 0.35.

3.4. Estudio de Mecánica de Suelos (EMS)

El presente Estudio de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, tiene como objetivos determinar:

- ✓ Las características físicas y mecánicas de los suelos de fundación del Proyecto, concentrándose en los aspectos geotécnicos necesarios para el proyecto de cimentaciones con fines de edificación.
- ✓ La capacidad portante por tipo de cimentación.
- ✓ Los parámetros de deformabilidad del terreno.
- ✓ La profundidad de cimentación recomendada.
- ✓ El asentamiento elástico de las cimentaciones.
- ✓ Los parámetros de sismicidad del suelo.

Para efecto de cálculo posterior de los parámetros de cimentación y capacidad portante, es necesario determinar los valores característicos de las condiciones del terreno, para su empleo en los modelos correspondientes de capacidad de carga. Estos valores han sido determinados tomando en cuenta las condiciones y valores más críticos encontrados.

Para las condiciones del terreno, se asumen como características promedio del suelo de fundación un ángulo de fricción de 32.5°, y para los rellenos una densidad compactada de 1.75 Tn/m3 (ANEXO 01).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO IV

4. ANALISIS

4.1. Generalidades

Se inicia con el pre-dimensionamiento de la Estructura, tanto muro de Contención en Voladizo como muro de Contención con Contrafuerte, siempre en base a la altura requerida (H) a lo largo del Eje Master MO-E donde se ubican los muros de contención a diseñar.

Este pre-dimensionamiento se irá perfeccionando una vez que se haya realizado el Análisis de Estabilidad (**Verificación al Deslizamiento, Verificación al Volteo, Verificación de Esfuerzos en la Base**).

Se procede a hacer el Análisis Estructural Computarizado mediante el software **SAP2000 v20.2.0**, que por la metodología que utiliza (**Método de los Elementos Finitos**) resulta más eficaz en la obtención de resultados.

Se tienen las siguientes restricciones y limitaciones:

- Se está usando el Método de Mononobe-Okabe para el caso dinámico, el cual es necesario para hallar los empujes debido a sismo, sin embargo este método tiene como limitación que solo es válido para **Terrenos Granulares.**
- No se considera Nivel Freático.
- Se ha considerado para soportar un terreno plano con $\beta=0°$, sin inclinación.
- Considera solo un estrato de suelo a contener, y un estrato de suelo de fundación.

4.2. Datos y Características Generales

Tenemos como datos y características generales a las diferentes propiedades del suelo de fundación y de relleno (propiedades físicas, mecánicas), factores de seguridad con respecto a deslizamiento, volteo y verificación de presiones los cuales se tienen en condiciones estáticas y condiciones dinámicas.

Del mismo modo se está también considerando los factores de capacidad de carga, materiales del muro (concreto y acero de refuerzo) en sí, condiciones de zona y condiciones exteriores de carga los cuales se detallan a continuación, cabe resaltar que los datos son los mismos para los muros en voladizo como los muros con contrafuerte

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2.1. Parámetros del suelo

Los parámetros del Suelo obtenidos son el resultado de un Estudio de Mecánica de Suelos realizados en la Zona del Proyecto, en el cual con el fin de obtener las características físicas y mecánicas del suelo de fundación se realizó la excavación en el terreno un total de 10 calicatas o pozos de exploración a cielo abierto con dimensiones variables desde 1.50 x 1.50 m y profundidades desde -6.00 m a -12.50 m a partir del nivel de terreno natural.

Del cual se ha podido obtener los parámetros del Suelo correspondientes mediante los diferentes tipos de Ensayo de Laboratorio y en Campo, los cuales se reflejan en el ANEXO 01 y en resumen son los siguientes:

4.2.1.1. Parámetros del suelo de relleno

- ✓ **γr** = 1.75 tn/m3 (Peso específico del suelo de relleno)
- ✓ **Ør** = 32.50° (Angulo de fricción interno del relleno)
- ✓ **c** = 0.00 kg/cm2 (Coeficiente efectiva)
- ✓ **δr** = 0° (Angulo de fricción entre el relleno y el muro)
- ✓ **Ka** = 0.301 (Constante de Empuje Activo)
- ✓ **Kp** = 3.322 (Constante de Empuje Pasivo)

4.2.1.2. Parámetros del suelo de fundación

- ✓ **γ** = 1.75 tn/m3 (Peso específico del suelo de fundación)
- ✓ **Ø** = 32.50° (Angulo de fricción Interna del suelo de Fundación)
- ✓ **c** = 0.00 kg/cm2 (Coeficiente efectiva)
- ✓ **Ka** = 0.301 (Constante de Empuje Activo)
- ✓ **Kp** = 3.322 (Constante de Empuje Pasivo)
- ✓ **δ** = 21.67° (Angulo de Fricción Suelo de Suelo – Zapata)
- ✓ **μ** = 0.397 (Coeficiente de fricción en la base)
- ✓ **N** = 22.6 (Índice adoptado de penetración estándar en campo)
- ✓ ט = 0.25 (Modulo de Poisson)
- ✓ Módulo de Elasticidad del Suelo (Es)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Se tiene como dato el Índice Adoptado de Penetración Estándar en Campo, haciendo uso de la fórmula propuesta por Bowless en 1988, se procede a hallar el Modulo de Elasticidad.

$$E\left(\frac{kg}{cm^2}\right) = 10\left[7.5 + (0.5 * N_{spt})\right]$$

- **Es** = 187.83 kg/cm2
- **Es** = 1878.30 tn/m2

4.2.2. Factores de Seguridad

✓ **1° CASO: CONDICIONES ESTATICAS:** Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular

- Factor de Seguridad por Deslizamiento: **FSD** = 1.50 ***(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)***
- Factor de Seguridad por Volteo: **FSV** = 1.50 ***(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)***
- Factor de Seguridad por Capacidad Portante: **FSCP** = 3.00 ***(Norma E-050 - Articulo 21.01)***

✓ **2° CASO: CONDICIONES DINAMICAS**: Empuje de Suelo + Sismo

- Factor de Seguridad por Deslizamiento: **FSD** = 1.25 ***(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)***
- Factor de Seguridad por Volteo: **FSV** = 1.25 ***(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)***
- Factor de Seguridad por Capacidad Portante: **FSCP:** 2.00 ***(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)*** (Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento, 2009)**.**

4.2.3. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

✓ Factores de Carga (Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones - *Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6*)

- **Nc** = 37.020 *(Reissner)*
- **Nq** = 24.585 *(Prandtl)*
- **N γ** = 32.598 *(Vesic)*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2.4. Condiciones de Sitio – Condiciones Exteriores de Carga

- ✓ **Z** = 0.35 Factor de Zona

  (Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificación)
- ✓ **S/C** = 500 kg/m2 Sobrecarga Vehicular

  (Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
- ✓ **NJ** = 0.46 Tn/ ml Barrera New Jersey (Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento, 2009).

4.2.5. Características de los Materiales

- ✓ ***γ* c** = 2.40 tnf/m3 Peso Específico del Concreto
- ✓ **f'c** = 210 kg/cm2 Resistencia a la Compresión del Concreto
- ✓ **fy** = 4200 kg/cm2 Modulo de Fluencia del Acero de Refuerzo

4.2.6. Peso de la estructura del pavimento

El pavimento está compuesto por una estructura de diferentes capas, en el proyecto estudiado presente 03 (Sub base, base granular y carpeta asfáltica).

Luego de haber revisado la memoria descriptiva del diseño de pavimentos se obtuvieron los siguientes resultados:

- Espesor de sub base granular 0.25 m
- Espesor de base granular 0.25 m
- Espesor de carpeta asfáltica en caliente 0.10 m

Otro valor obtenido de suma importancia es el peso específico de la sub base, base granular y carpeta asfáltica.

- γ = 1.86 tnf/m3 para sub base granular
- γ = 1.86 tnf/m3 para base granular
- γ = 2.36 tnf/m3 (bulk de briqueta)

El peso específico de la carpeta asfáltica no está incluido en la memoria descriptiva del proyecto, sin embargo, se hizo la revisión de la tesis "**Análisis e implementación de parámetros de calidad a la producción de las plantas asfálticas en caliente y su influencia en los pavimentos en la provincia de Arequipa"** presentada por Frank Machaca Masco el presente año en la Universidad Católica de Santa María.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Teniendo el peso específico y los espesores de las diferentes capas podemos calcular el peso de la estructura del pavimento

- Sub base = $1.86 * 1 * 1 * 0.25 = 0.465\ Tnf/m2$
- Base = $1.86 * 1 * 1 * 0.25 = 0.465\ Tnf/m2$
- Carpeta asfáltica = $2.36 * 1 * 1 * 0.10 = 0.236\ Tnf/m2$
- Peso por m2 $= 1.166\ Tnf/m2$

El peso total por m2 de la estructura del pavimento es 1.166 Tnf/m2, sin embargo, debido a que el pavimento puede ser removido durante su vida útil y que favorece la estabilidad del muro de contención no se consideró para el análisis de estabilidad.

4.3. Análisis del Muro de Contención en Voladizo

4.3.1. Pre-Dimensionamiento

El pre dimensionado de los muros de contención en voladizo se hace en función a la altura **H** del muro, pueden ser necesarias varias iteraciones si se pretende lograr la estabilidad y la optimización de la estructura

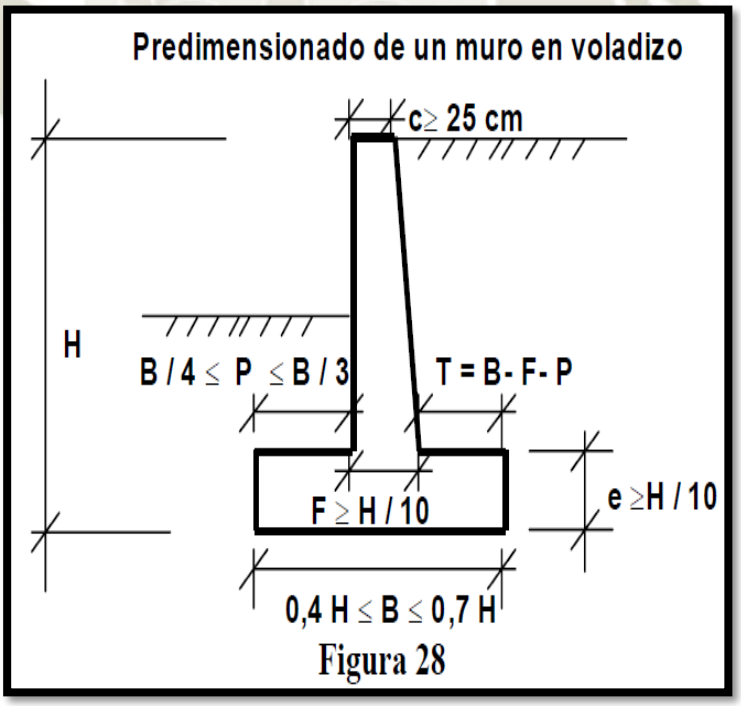


Figura N° 22 : Pre dimensionamiento de muro en voladizo

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

A continuación, se indican las recomendaciones para el pre dimensionado de muros en voladizo, según el Ing. Rafael Torres Belandria en su libro (*Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Capítulo 12.1), son las siguientes* (Torres Belandria, 2008).

- Ancho de la Zapata **B** = H/2
- Ancho de Punta de Zapata **Bp** = H/6
- Peralte de Zapata **Hz** = H/10
- Espesor en Corona de la Pantalla **t1** = ≥0.25 m
- Espesor en Base de la Pantalla **t2** = H/10

4.3.2. Muro en Voladizo H=3.00 m

4.3.2.1. Dimensiones Adoptadas

Las dimensiones que se muestran a continuación, son el resultado del proceso de tantear dimensiones hasta que los muros cumplan con el análisis de estabilidad (factor de seguridad contra deslizamiento, volteo y deslizamiento), además de verificar la correcta distribución de deformaciones, fuerzas y momentos (Torres Belandria, 2008).

- Altura Total **H** = 3.00 m
- Profundidad medida al nivel Superior de Cimentación. **h** = 0.50 m
- Profundidad de Desplante **Df** = 0.90 m
- Longitud de Muro **L** = 9.00 m
- Longitud de Acción de Sobrecarga **Ls** = 1.45 m

✓ **Pantalla**

- Espesor en Corona de Pantalla **t1** = 0.25 m
- Espesor en Base de Pantalla **t2** = 0.25 m
- Altura de Pantalla **Hp** = 2.60 m

✓ **Zapata**

- Ancho de Zapata **B** = 2.00 m
- Punta de Zapata **Bp** = 0.30 m
- Talón de Zapata **Bt** = 1.45 m
- Peralte de Zapata **Hz** = 0.40 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

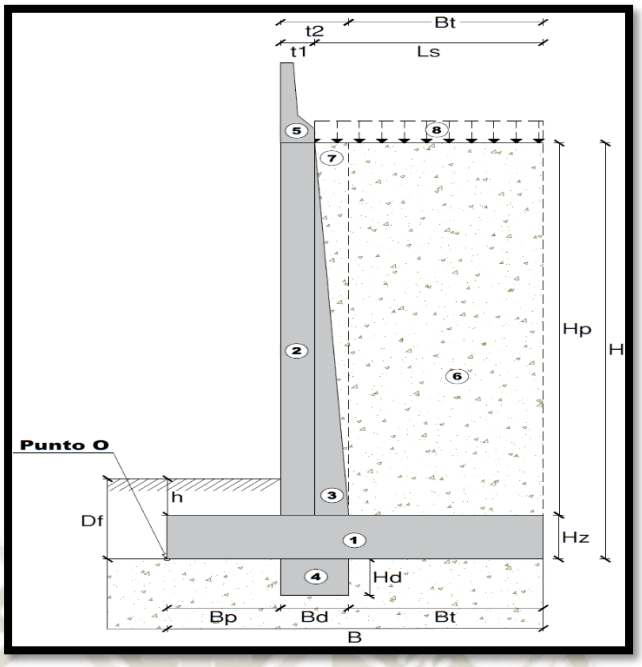


Figura N° 23 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H =3.00

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2. Cargas Actuantes y Resistentes

✓ **Peso Propio:**

- **Elemento 01: Zapata**

  Wzapata = Hz*B* γc = 0.40 *2.00*2.40 = **1.920 tnf**

  Brazo= B/2 = 2.00/2 = **1.000 m**

- **Elemento 02: Pantalla Rectangular**

  Wp.rect. = t1*Hp* γc = 0.25 *2.60*2.40 = **1.560 tnf**

  Brazo= Bp+t1/2 = 0.30+ 0.25/2 = **0.425 m**

- **Elemento 03: Pantalla Triangular**

  Wp.tria. = γc *((t2-t1)*Hp)/2 = 2.4*(0.25-0.25)*2.60/2 = **0.000 tnf**

  Brazo=Bp+t1+ (t2-t1)/3 = 0.30+0.25+(0.25-0.25)/3 = **0.550 m**

- **Elemento 05: New Jersey**

  Wnj =0.462 tnf

  Brazo=Bp+t1/2= 0.30+0.25/2 = **0.425 m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

✓ **Peso Suelo Relleno:**

- **Elemento 06: Suelo Relleno Rectangular**

  Ws.rect. = γ *Hp*Bt = 1.75*2.60*1.45 = **6.598 tnf**

  Brazo=Bp+t2+Bt/2 = 0.30+0.25+1.45/2 = **1.275 m**

- **Elemento 07: Suelo Relleno Triangular**

  Ws.tria. = γ*(t2-t1)*Hp/2 = 1.75*(0.25-0.25)*2.60/2 = **0.000 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ (t2-t1)*2/3 = 0.30+0.25+(0.25-0.25)*2/3 = **0.550 m**

✓ **Peso SobreCarga:**

- **Elemento 08: Sobrecarga Vehicular**

  Ws/c = S/C*LS= 0.5*1.45 = **0.725 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ Ls/2 = 0.30+0.25+1.45/2 = **1.275 m**

Tabla N° 3 Fuerzas actuantes y resistentes – Muro en voladizo H=3.00m

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripción
1	1.920	↓	1.000	1.920	↷	Zapata
2	1.560	↓	0.425	0.663	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.300	0.000	↷	Dentellón
5	0.462	↓	0.425	0.196	↷	New Jersey
6	6.598	↓	1.275	8.412	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	0.725	↓	1.275	0.924	↷	Sobrecarga

Fuente: Elaboración propia

✓ **Empuje Activo:**

E. Activo = γr*H^2*Ka/2 = 1.75*3.00^2*0.301/2 = **2.370 tnf**

Brazo= H/3 = 3.00/3 = **1.000 m**

✓ **Empuje Pasivo:**

E. Pasivo = (γ*Kp*Df)*Df/2 = 1.75*3.322*0.90*0.90/2 = **2.355 tnf**

Brazo= Df/3 = 0.90/3 = **0.300 m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

✓ **Empuje Sobrecarga:**

E. SobreCarga = Ka*H*S/C = 0.301*3.00*0.5 = **0.451 tnf**

Brazo= H/2 = 3.00/2 = **1.500 m**

✓ **Incremento Dinámico del Empuje Activo:**

- Coeficiente Sísmico Horizontal

  Csh = 0.5*Z = 0.5 * 0.35 = **0.175**

- Coeficiente Sísmico Vertical

  Csv = 0.7*Csh = 0.7 * 0.175 = **0.1225**

- $\theta = arctan\left(\frac{C_{sh}}{1-C_{sv}}\right)$ = arctan (0.175/ 1-0.1225) = **11.28°**

- Angulo de Fricción S. Relleno – Muro **δ= 21.67°**

- Angulo de la cara interna del muro **ψ = 90.00°**

- Angulo de la Inclinación del Terreno **β = 0.00°**

- Coeficiente de Presión Dinámica Activa **(Kas)**

$$K_{as} = \frac{sen^2(\psi + \emptyset - \theta)}{cos\theta . sen^2\psi . sen(\psi - \delta - \theta).\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\emptyset + \delta).sen(\emptyset - \beta - \theta)}{sen(\psi - \delta - \theta).sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

Kas = **0.417**

- Incremento Dinámico del Empuje Activo

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).(K_{as} - K_a).(1 - C_{sv})$$

ΔDE_a = **0.801 tnf**

Brazo = H*2/3 = 3.00*2/3 = **2.000 m**

✓ **Fuerza de Fricción:**

F.f = ∑ F.Verticales * μ

F.f = (1.920+1.560+0.000+0.462+6.598+0.000+0.725) *0.397

F.f = 4.475 tnf

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 4 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro en voladizo H=3.00m

Incremento Dinámico del Empuje Activo		
Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28°
Angulo de Friccion S. Relleno - Muro	δ =	21.67°
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00°
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00°
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417°

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 5 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro en voladizo H=3.00m

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	2.370	←	1.000	2.370	↶
E. Pasivo	2.355	→	0.300	0.706	↷
E. Sobrecarga	0.451	←	1.500	0.677	↶
Incremento Dinámico del E. Activo	0.801	←	2.000	1.603	↶
Fricción	4.475	→			

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

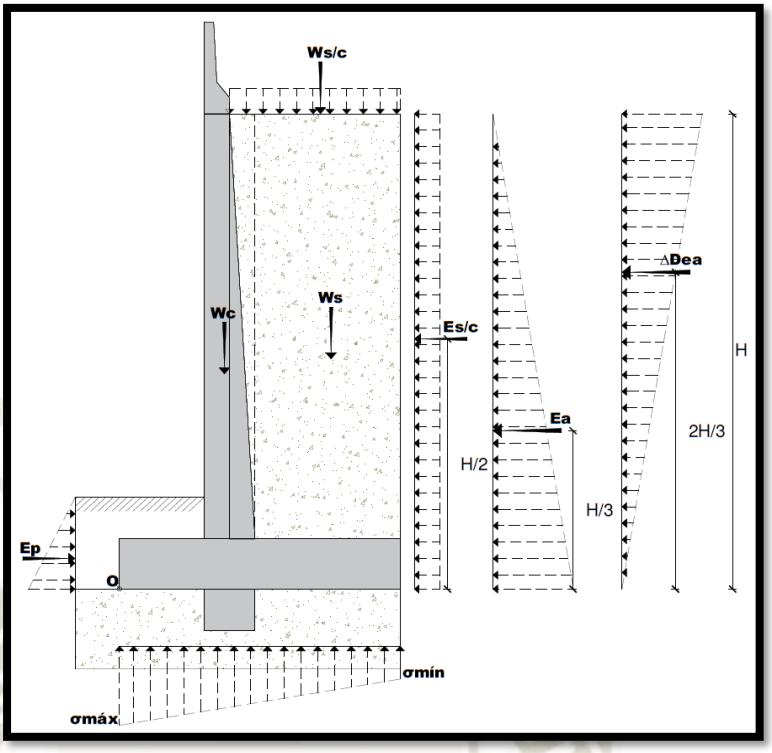


Figura N° 24 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro en voladizo H = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.3. Verificación por Deslizamiento, Volteo y Presiones de Contacto

✓ **1° CASO: Condiciones Estáticas**

- **Fuerzas Actuantes**

  ∑ **Fa=** E. Activo + E. Sobrecarga = 2.370 + 0.451 = **2.822 tnf**

- **Fuerzas Resistentes**

  ∑ **Fr=** E. Pasivo + Fricción+ (0.5*c*B) = 2.355 + 4.475 = **6.830 tnf**

- **Momentos Actuantes**

  ∑ **Ma=** M.E. Activo + M.E. Sobrecarga = 2.370 + 0.677 = **3.047 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

  ∑Mr=M.Elemento01+M.Elemento02+…+M.Elemento08

  +M.E.Pasivo

  ∑ Mr= 1.920+0.663+0.000+0.000+0.196+8.412+0.000+0.924+0.706

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

∑ **Mr= 12.822 tnf.m**

✓ **2° CASO: Condiciones Dinámicas**

- **Fuerzas Actuantes**

  ∑ **Fa=** E. Activo+Inc.DinámicoE.Activo = 2.370 + 0.801= **3.172 tnf**

- **Fuerzas Resistentes**

  ∑ **Fr=** E. Pasivo + F.Fricción+ (0.5*c*B) = 2.355 + 4.475 = **6.830 tnf**

- **Momentos Actuantes**

  ∑ **Ma=** M.E. Activo + M.I.Din.E.Act. = 2.370 + 1.603 = **3.973 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

  ∑Mr=M.Elemento01+M.Elemento02+…+ M.Elemento 07+M.E.Pasivo

  ∑ Mr= 1.920+0.663+0.000+0.000+0.196+8.412+0.000+0.706

  ∑ **Mr= 11.898 tnf.m**

Tabla N° 6 : Fuerzas y momentos – Muro en voladizo H=3.00m

FUERZAS Y MOMENTOS		
1° CASO		
Condiciones Estáticas		
∑ Fa=	2.822	Tnf
∑ Fr=	6.830	Tnf
∑ Ma=	3.047	Tnf.m
∑ Mr=	12.822	Tnf.m
2° CASO		
Condiciones Sísmicas		
∑ Fa=	3.172	Tnf
∑ Fr=	6.830	Tnf
∑ Ma=	3.973	Tnf.m
∑ Mr=	11.898	Tnf.m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

✓ **Verificaciones**

1° CASO: Condiciones Estáticas

2° CASO: Condiciones Dinámicas

- Por Deslizamiento

$$FSD = \frac{\sum \text{Fr}}{\sum \text{Fa}} \geq 1.5$$

$$FSD = \frac{\sum \text{Fr}}{\sum \text{Fa}} \geq 1.25$$

- Por Volteo

$$FSV = \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Ma}} \geq 1.5$$

$$FSV = \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Ma}} \geq 1.25$$

- Presiones de Contacto

$$Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)}$$

$$Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)}$$

$$e_{máx} = \frac{B}{6}$$

$$e_{máx} = \frac{B}{6}$$

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx}$$

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx}$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B} . \left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B} . \left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B} . \left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B} . \left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 7 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H=3.00m

	1° Caso: Condiciones Estáticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular				2° Caso: Condiciones Dinámicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificación por Deslizamiento							
Fuerza Actuante	∑ Fa=	2.82	Tnf		∑ Fa=	3.17	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	6.83	Tnf		∑ Fr=	6.83	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.42	OK!		FSD =	2.15	OK!
II.c.2. Verificación por Volteo							
Momento Actuante	∑ **M**a=	3.05	Tnf.m		∑ **M**a=	3.97	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	12.12	Tnf.m		∑ Mr=	11.90	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	3.98	OK!		FSV =	2.99	OK!
II.c.3. Verificación de Presiones							
	Xr =	0.81	m		Xr =	0.75	m
	B/6 =	0.33	m		B/6 =	0.33	m
Excentricidad	e' =	0.19	OK!		e' =	0.25	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.89	kg/cm2		σ1 =	0.92	kg/cm2
	σ2 =	0.23	kg/cm2		σ2 =	0.13	kg/cm2
	σmáx =	0.89	kg/cm2		σmáx =	0.92	kg/cm2

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.4. Cálculo de la capacidad portante del Suelo

✓ **Parámetros de la Cimentación**

- Ancho de Zapata **B** = 2.00 m
- Ancho Efectivo de Zapata (B'=B-2*ex) **B'** = 1.50 m
- Longitud de Cimentación **L** = 9.00 m
- Profundidad de Desplante **Df** = 0.90 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

✓ **Ecuación general de la capacidad de carga**

- Factores de Capacidad de Carga para la Teoría de Meyerhof. *(Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones - Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6)*

  - **Nc** = 37.020 *(Reissner)*
  - **Nq** = 24.585 *(Prandtl)*
  - **N γ** = 32.598 *(Vesic)*

- Factores de Forma (De Beer 1970) **(Anexo 02)**

  - **Fcs = 1.148**
  - **Fqs = 1.142**
  - **F γs = 0.911**

- Factores de Profundidad (Hansen 1970) - Df/B = 0.45 **(Anexo 02)**

  Primer Caso = Df/B < 1 Segundo Caso = Df/B > 1

  - **Fcd = 1.128** **Fcd = 1.589**
  - **Fqd = 1.123** **Fqd = 1.565**
  - **F γd = 1.000** **F γd = 1.000**

- Capacidad de carga última ante carga excéntrica – excentricidad en un sentido

$$q_{últ} = c'NcFcsFcdFci + qNqFwsFwdFqi + \frac{1}{2}\gamma B'N\gamma F\gamma sF\gamma dF\gamma i$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 88.709\ Tnf/m2}$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 8.871\ kg/cm2}$$

✓ Verificación de esfuerzos con respecto al esfuerzo admisible

1° CASO: Condiciones Estáticas 2° CASO: Condiciones Dinámicas

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \qquad \sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$q_{últ} = 8.320\ kg/cm2$ $q_{últ} = 8.320\ kg/cm2$

$FS_{cap.portante} = 3$ $FS_{cap.portante} = 2$

$\sigma_{adm} = 2.96\ kg/cm2$ $\sigma_{adm} = 4.44\ kg/cm2$

$\boldsymbol{\sigma_{máx} = 0.89\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$ $\boldsymbol{\sigma_{máx} = 0.92\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$

$\boldsymbol{\sigma_{mín} = 0.23\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$ $\boldsymbol{\sigma_{mín} = 0.13\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$

4.3.2.5. Cálculo de SPRINGS en la Zapata (Anexo 02)

✓ Cálculo del Coeficiente de Balasto (Kb)

- $K_b \leq \frac{E_s}{B(1-v^2)}$ *Coeficiente de Balasto (Formula de Vesic)*
- $K_b \leq 1001.76 \frac{Tnf}{m3}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 8 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro en voladizo H=3.00m

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO		Kb	1001.76 Tnf/m3

1	a	0.213 m	Kx	12.34 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	12.34 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	26.67 Tnf/m
1'	a	0.394 m	Kx	22.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.83 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	49.34 Tnf/m
2	a	0.213 m	Kx	24.68 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	24.68 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	53.34 Tnf/m
2'	a	0.394 m	Kx	45.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	45.66 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	98.67 Tnf/m
2"	a	0.304 m	Kx	35.17 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	35.17 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	76.01 Tnf/m
3	a	0.213 m	Kx	49.36 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	49.36 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	106.69 Tnf/m
3'	a	0.394 m	Kx	91.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	91.31 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	197.35 Tnf/m
3"	a	0.304 m	Kx	70.34 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	70.34 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	152.02 Tnf/m

El pre - dimensionamiento satisface el análisis de estabilidad (seguridad contra volteo, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto) realizado, considerando los factores de seguridad detallados anteriormente, de esta forma, teóricamente se garantiza un correcto funcionamiento estructural del muro de contención.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.3.2.6. Asentamiento Elástico

Una vez realizado el modelamiento estructural del muro de contención, incluyendo la colocación de springs a través del coeficiente de balasto en el software SAP2000 V.20.2, se procedió a calcular los asentamientos en todos los puntos discretizados en la zapata del muro de contención, teniendo como resultado un asentamiento máximo para un muro en voladizo H = 3.00 m. de 0.009209 m. en la dirección 3-3.

El detallamiento de todos los valores obtenidos del software se adjuntarán en el anexo 02 según corresponda al tipo de muro y a su altura correspondiente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.3.3. Muro en Voladizo H=6.00 m

4.3.3.1. Dimensiones Adoptadas

Las dimensiones que se muestran a continuación, son el resultado del proceso de tantear dimensiones hasta que los muros cumplan con el análisis de estabilidad (factor de seguridad contra deslizamiento, volteo y deslizamiento), además de verificar la correcta distribución de deformaciones, fuerzas y momentos.

- Altura Total — **H** = 6.00 m
- Profundidad medida al nivel Superior de Cimentación. — **h** = 0.50 m
- Profundidad de Desplante — **Df** = 1.10 m
- Longitud de Muro — **L** = 9.00 m
- Longitud de Acción de Sobrecarga — **Ls** = 3.40 m

✓ **Pantalla**

- Espesor en Corona de Pantalla — **t1** = 0.25 m
- Espesor en Base de Pantalla — **t2** = 0.35 m
- Altura de Pantalla — **Hp** = 5.40 m

✓ **Zapata**

- Ancho de Zapata — **B** = 4.25 m
- Punta de Zapata — **Bp** = 0.60 m
- Talón de Zapata — **Bt** = 3.30 m
- Peralte de Zapata — **Hz** = 0.60 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

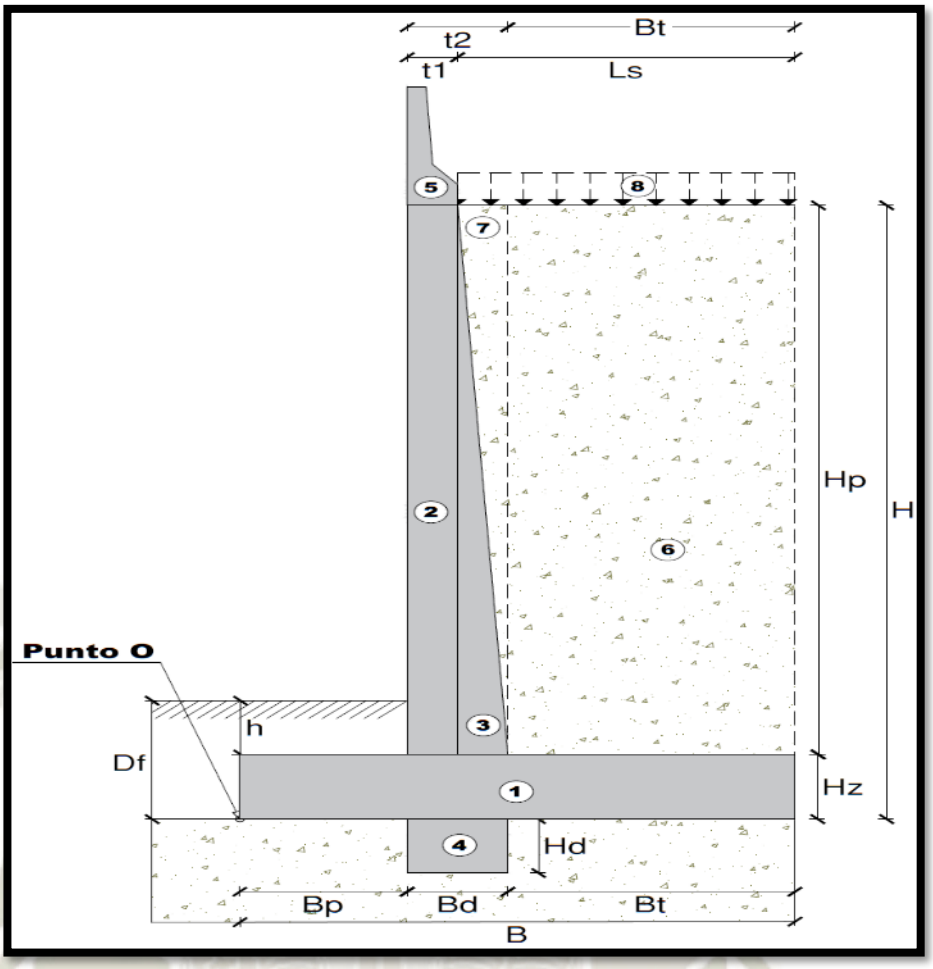


Figura N° 25 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H =6.00

Fuente: Elaboración propia

4.3.3.2. Cargas Actuantes y Resistentes

✓ **Peso Propio:**

- **Elemento 01 : Zapata**
  Wzapata = Hz*B* γc = 0.60 *4.25*2.40 = **6.120 tnf**
  Brazo= B/2 = 4.25/2 = **2.125 m**

- **Elemento 02: Pantalla Rectangular**
  Wp.rect. = t1*Hp* γc = 0.25 *5.40*2.40 = **3.240 tnf**
  Brazo= Bp+t1/2 = 0.60+ 0.25/2 = **0.725 m**

- **Elemento 03: Pantalla Triangular**
  Wp.tria. = γc *((t2-t1)*Hp)/2 = 2.4*(0.35-0.25)*5.40/2 = **0.648 tnf**
  Brazo=Bp+t1+ (t2-t1)/3 = 0.60+0.25+(0.35-0.25)/3 = **0.883 m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Elemento 05: New Jersey**
  Wnj =0.462 tnf
  Brazo=Bp+t1/2= 0.60+0.25/2 = **0.725 m**

✓ **Peso Suelo Relleno:**

- **Elemento 06: Suelo Relleno Rectangular**
  Ws.rect. = γ *Hp*Bt = 1.75*5.40*3.30 = **31.185 tnf**
  Brazo=Bp+t2+Bt/2 = 0.60+0.35+3.30/2 = **2.600 m**

- **Elemento 07: Suelo Relleno Triangular**
  Ws.tria. = γ*(t2-t1)*Hp/2 = 1.75*(0.35-0.25)*5.40/2 = **0.473 tnf**
  Brazo= Bp+t1+ (t2-t1)*2/3 = 0.60+0.25+(0.35-0.25)*2/3 = **0.917 m**

✓ **Peso SobreCarga:**

- **Elemento 08: Sobrecarga Vehicular**
  Ws/c = S/C*LS= 0.5*3.40 = **1.700 tnf**
  Brazo= Bp+t1+ Ls/2 = 0.60+0.25+3.40/2 = **2.550 m**

Tabla N° 9 : Fuerzas actuantes y resistentes – Muro en voladizo H=6.00m

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripción
1	6.120	↓	2.125	13.005	↷	Zapata
2	3.240	↓	0.725	2.349	↷	Pantalla Rectangular
3	0.648	↓	0.883	0.572	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↷	Dentellón
5	0.462	↓	0.725	0.335	↷	New Jersey
6	31.185	↓	2.600	81.081	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.473	↓	0.917	0.433	↷	Suelo Relleno Triangular
8	1.700	↓	2.550	4,335	↷	Sobrecarga

Fuente: Elaboración propia

✓ **Empuje Activo:**
E. Activo = γr*H^2*Ka/2 = 1.75*6.00^2*0.301/2 = **9.481 tnf**
Brazo= H/3 = 6.00/3 = **2.000 m**

✓ **Empuje Pasivo:**
E. Pasivo = (γ*Kp*Df)*Df/2 = 1.75*3.322*1.10*1.10/2 = **3.518 tnf**
Brazo= Df/3 = 1.10/3 = **0.367 m**

✓ **Empuje Sobrecarga:**
E. SobreCarga = Ka*H*S/C = 0.301*6.00*0.5 = **0.903 tnf**
Brazo= H/2 = 6.00/2 = **3.000 m**

✓ **Incremento Dinámico del Empuje Activo:**

- Coeficiente Sísmico Horizontal

Csh = 0.5*Z = 0.5 * 0.35 = **0.175**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Coeficiente Sísmico Vertical

  Csv = 0.7*Csh = 0.7 * 0.175 = **0.1225**

- $\theta = arctan\left(\frac{C_{sh}}{1-C_{sv}}\right)$ = arctan (0.175/ 1-0.1225) = **11.28°**

- Angulo de Fricción S. Relleno – Muro **δ= 21.67°**

- Angulo de la cara interna del muro **ψ = 88.94°**

- Angulo de la Inclinación del Terreno **β = 0.00°**

- Coeficiente de Presión Dinámica Activa **(Kas)**

$$K_{as} = \frac{sen^2(\psi + \emptyset - \theta)}{cos\theta . sen^2\psi . sen(\psi - \delta - \theta).\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\emptyset + \delta).sen(\emptyset - \beta - \theta)}{sen(\psi - \delta - \theta).sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

Kas = **0.426**

- Incremento Dinámico del Empuje Activo

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).(K_{as} - K_a).(1 - C_{sv})$$

ΔDE_a = **3.461 tnf**

Brazo = H*2/3 = 6.00*2/3 = **4.000 m**

✓ **<u>Fuerza de Fricción:</u>**

F.f = ∑ F.Verticales * μ

F.f = (6.120+3.240+0.648+0.462+31.185+0.473+1.700) *0.397

F.f = 17.412 tnf

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 10 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro en voladizo H=6.00m

Incremento Dinámico del Empuje Activo		
Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28°
Angulo de Friccion S. Relleno - Muro	δ =	21.67°
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.94°
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00°
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.426

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 11 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro en voladizo H=6.00m

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	9.481	←	2.000	18.962	↶
E. Pasivo	3.518	→	0.367	1.290	↷
E. Sobrecarga	0.903	←	3.000	2.709	↶
Incremento Dinámico del E. Activo	3.461	←	4.000	13.845	↶
Fricción	17.412	→			

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

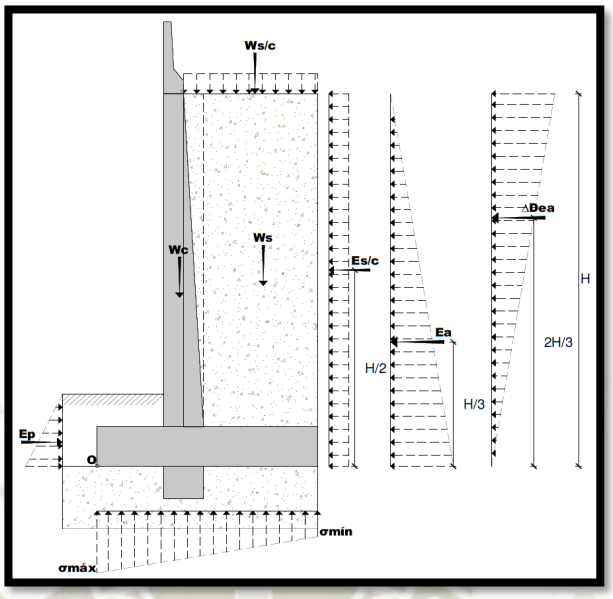


Figura N° 26 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro en voladizo H = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

4.3.3.3. Verificación por Deslizamiento, Volteo y Presiones de Contacto

✓ **<u>1° CASO:</u> Condiciones Estáticas**

- **Fuerzas Actuantes**

  ∑ **Fa=** E. Activo + E. Sobrecarga = 9.481 + 0.903 = **10.384 tnf**

- **Fuerzas Resistentes**

  ∑ **Fr=** E. Pasivo + Fricción+ (0.5*c*B) = 3.518 + 17.412 = **20.929 tnf**

- **Momentos Actuantes**

  ∑ **Ma=** M.E. Activo + M.E. Sobrecarga = 18.962 + 2.709 = **21.671 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

  ∑ Mr=M.Elemento01+M.Elemento 02+…+M.Elemento08 +M.E.Pasivo

  ∑Mr= 13.005+2.349+0.572+0.000+0.335+81.081+0.433+4.335+1.290

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

∑ **Mr= 103.400 tnf.m**

✓ **2° CASO: Condiciones Dinámicas**

- **Fuerzas Actuantes**

  ∑ **Fa=** E. Activo+Inc.DinámicoE.Activo = 9.481 + 3.461 = **12.942 tnf**

- **Fuerzas Resistentes**

  ∑ **Fr=** E. Pasivo + F.Fricción+ (0.5*c*B) = 3.518 + 17.412 = **20.929 tnf**

- **Momentos Actuantes**

  ∑ **Ma=** M.E. Activo + M.I.Din.E.Act. = 18.962 + 13.845 = **32.807 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

  ∑Mr=M.Elemento01+M.Elemento02+…+ M.Elemento 07+M.E.Pasivo

  ∑ Mr= 13.005+2.349+0.572+0.000+0.335+81.081+0.433+1.290

  ∑ **Mr= 99.065 tnf.m**

Tabla N° 12 : Fuerzas y momentos – Muro en voladizo H=6.00m

FUERZAS Y MOMENTOS		
1° CASO		
Condiciones Estáticas		
∑ Fa=	10.384	Tnf
∑ Fr=	20.929	Tnf
∑ Ma=	21.671	Tnf.m
∑ Mr=	103.400	Tnf.m
2° CASO		
Condiciones Sísmicas		
∑ Fa=	12.942	Tnf
∑ Fr=	20.929	Tnf
∑ Ma=	32.807	Tnf.m
∑ Mr=	99.065	Tnf.m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

✓ **Verificaciones**

1° CASO: Condiciones Estáticas 2° CASO: Condiciones Dinámicas

- Por Deslizamiento

$$FSD = \frac{\sum \text{Fr}}{\sum \text{Fa}} \geq 1.5 \qquad FSD = \frac{\sum \text{Fr}}{\sum \text{Fa}} \geq 1.25$$

- Por Volteo

$$FSV = \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Ma}} \geq 1.5 \qquad FSV = \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Ma}} \geq 1.25$$

- Presiones de Contacto

$$Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)} \qquad Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)}$$

$$e_{máx} = \frac{B}{6} \qquad e_{máx} = \frac{B}{6}$$

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx} \qquad e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx}$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 13 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H=6.00m

		1° Caso: Condiciones Estáticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinámicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificación por Deslizamiento							
Fuerza Actuante	∑ Fa=	10.38	Tnf		∑ Fa=	12.94	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	20.93	Tnf		∑ Fr=	20.93	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.02	OK!		FSD =	1.62	OK!
II.c.2. Verificación por Volteo							
Momento Actuante	∑ **M**a=	21.67	Tnf.m		∑ **M**a=	32.81	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	102.11	Tnf.m		∑ Mr=	99.07	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.71	OK!		FSV =	3.02	OK!
II.c.3. Verificación de Presiones							
	Xr =	1.84	m		Xr =	1.57	m
	B/6 =	0.71	m		B/6 =	0.71	m
Excentricidad	e' =	0.29	OK!		e' =	0.55	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.45	kg/cm2		σ1 =	1.76	kg/cm2
	σ2 =	0.61	kg/cm2		σ2 =	0.22	kg/cm2
	σmáx =	1.45	kg/cm2		σmáx =	1.76	kg/cm2

Fuente: Elaboración propia

4.3.3.4. Cálculo de la capacidad portante del Suelo

✓ **Parámetros de la Cimentación**

- Ancho de Zapata **B** = 4.25 m
- Ancho Efectivo de Zapata (B'=B-2*ex) **B'** = 3.15 m
- Longitud de Cimentación **L** = 9.00 m
- Profundidad de Desplante **Df** = 1.10 m

✓ **Ecuación general de la capacidad de carga**

- Factores de Capacidad de Carga para la Teoría de Meyerhof. *(Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones - Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6)*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Nc** = 37.020 *(Reissner)*
- **Nq** = 24.585 *(Prandtl)*
- **N γ** = 32.598 *(Vesic)*

- Factores de Forma (De Beer 1970) **(Anexo 02)**
  - **Fcs** = 1.314
  - **Fs.** = 1.301
  - **F γs** = 0.811
- Factores de Profundidad (Hansen 1970) - Df/B = 0.26 **(Anexo 02)**

  Primer Caso = Df/B < 1 Segundo Caso = Df/B > 1
  - **Fcd** = 1.074 **Fcd** = 2.074
  - **Fqd** = 1.071 **Fqd** = 2.030
  - **F γd** = 1.000 **F γd** = 1.000
- Capacidad de carga última ante carga excéntrica – excentricidad en un sentido

$$q_{últ} = c'NcFcsFcdFci + qNqFwsFwdFqi + \frac{1}{2}\gamma B'N\gamma F\gamma sF\gamma dF\gamma i$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 138.685\ Tnf/m2}$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 13.868\ kg/cm2}$$

✓ Verificación de esfuerzos con respecto al esfuerzo admisible

1° CASO: Condiciones Estáticas 2° CASO: Condiciones Dinámicas

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \qquad \sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$$

$$q_{últ} = 8.320\ kg/cm2 \qquad q_{últ} = 8.320\ kg/cm2$$

$$FS_{cap.portante} = 3 \qquad FS_{cap.portante} = 2$$

$$\sigma_{adm} = 4.62\ kg/cm2 \qquad \sigma_{adm} = 6.93\ kg/cm2$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$\sigma_{máx} = 1.45\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok$ $\sigma_{máx} = 1.76\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok$

$\sigma_{mín} = 0.61\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok$ $\sigma_{mín} = 0.22\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok$

4.3.3.5. Cálculo de SPRINGS en la Zapata (Anexo 02)

✓ Calculo del Coeficiente de Balasto (Kb)

- $K_b \leq \frac{E_s}{B(1-v^2)}$ *Coeficiente de Balasto (Formula de Vesic)*

- $K_b \leq 471.42 \frac{Tnf}{m3}$

Tabla N° 14 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro en voladizo H=6.00m

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO		Kb	471.42 Tnf/m3
1	a	0.388 m	Kx 10.58 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky 10.58 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz 22.86 Tnf/m
1'	a	0.434 m	Kx 11.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky 11.83 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz 25.57 Tnf/m
2	a	0.388 m	Kx 21.16 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky 21.16 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz 45.73 Tnf/m
2'	a	0.434 m	Kx 23.67 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky 23.67 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz 51.15 Tnf/m
2"	a	0.411 m	Kx 22.41 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky 22.41 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz 48.44 Tnf/m
3	a	0.388 m	Kx 42.32 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky 42.32 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz 91.45 Tnf/m
3'	a	0.434 m	Kx 47.33 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky 47.33 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz 102.30 Tnf/m
3"	a	0.411 m	Kx 44.82 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky 44.82 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz 96.88 Tnf/m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El pre - dimensionamiento satisface el análisis de estabilidad (seguridad contra volteo, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto) realizado, considerando los factores de seguridad detallados anteriormente, de esta forma, teóricamente se garantiza un correcto funcionamiento estructural del muro de contención.

4.3.3.6. Asentamiento Elástico

Una vez realizado el modelamiento estructural del muro de contención, incluyendo la colocación de springs a través del coeficiente de balasto en el software SAP2000 V.20.2, se procedió a calcular los asentamientos en todos los puntos discretizados en la zapata del muro de contención, teniendo como resultado un asentamiento máximo para un muro en voladizo H = 6.00 m. de 0.032477 m. en la dirección 3-3.

El detallamiento de todos los valores obtenidos del software se adjuntarán en el anexo 02 según corresponda al tipo de muro y a su altura correspondiente.

4.3.4. Muro en Voladizo H=9.50 m

4.3.4.1. Dimensiones Adoptadas

Las dimensiones que se muestran a continuación, son el resultado del proceso de tantear dimensiones hasta que los muros cumplan con el análisis de estabilidad (factor de seguridad contra deslizamiento, volteo y deslizamiento), además de verificar la correcta distribución de deformaciones, fuerzas y momentos.

- Altura Total **H** = 9.50 m
- Profundidad medida al nivel Superior de Cimentación. **h** = 0.50 m
- Profundidad de Desplante **Df** = 1.45 m
- Longitud de Muro **L** = 9.00 m
- Longitud de Acción de Sobrecarga **Ls** = 1.45 m

✓ **<u>Pantalla</u>**

- Espesor en Corona de Pantalla **t1** = 0.25 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Espesor en Base de Pantalla **t2** = 0.25 m
- Altura de Pantalla **Hp** = 8.55 m

✓ **Zapata**

- Ancho de Zapata **B** = 6.75 m
- Punta de Zapata **Bp** = 0.75 m
- Talón de Zapata **Bt** = 5.40 m
- Peralte de Zapata **Hz** = 0.95 m

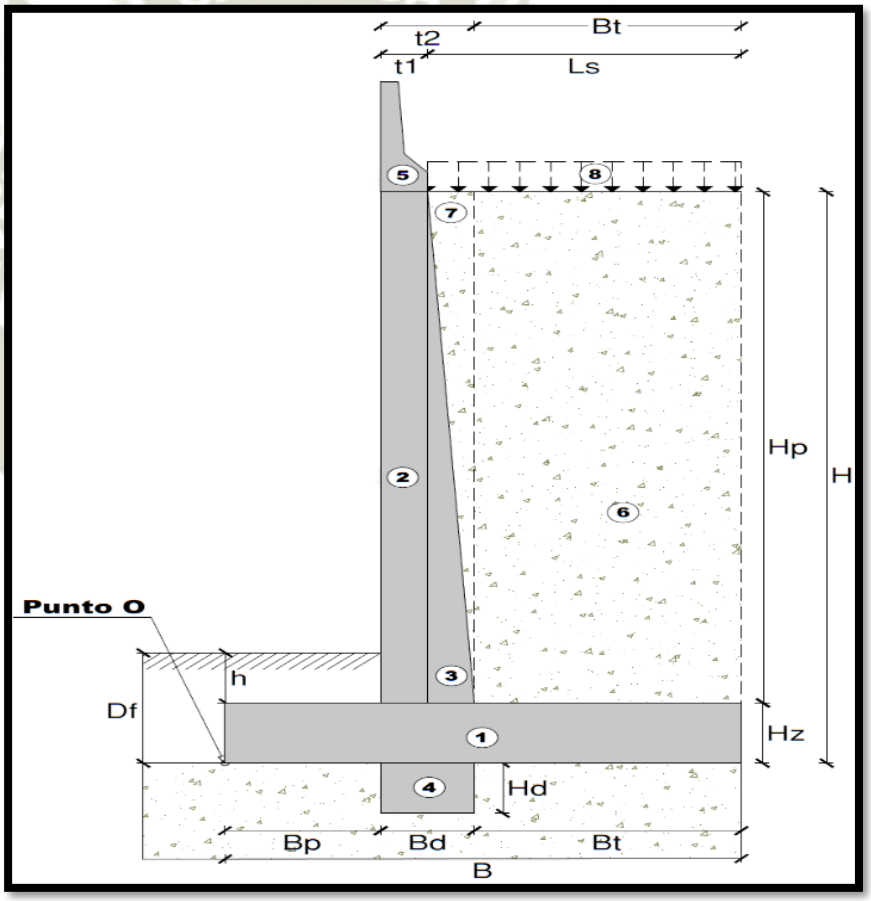


Figura N° 27 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H =9.50

Fuente: Elaboración propia

4.3.4.2. Cargas Actuantes y Resistentes

✓ **Peso Propio:**

- **Elemento 01 : Zapata**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Wzapata = Hz*B* γc = 0.95 *6.75*2.40 = **15.39 tnf**

Brazo= B/2 = 6.75/2 = **3.375 m**

- **Elemento 02: Pantalla Rectangular**

  Wp.rect. = t1*Hp* γc = 0.25 *8.55*2.40 = **5.13 tnf**

  Brazo= Bp+t1/2 = 0.75+ 0.25/2 = **0.875 m**

- **Elemento 03: Pantalla Triangular**

  Wp.tria. = γc *((t2-t1)*Hp)/2 = 2.4*(0.60-0.25)*8.55/2 = **3.591 tnf**

  Brazo=Bp+t1+ (t2-t1)/3 = 0.75+0.25+(0.60-0.25)/3 = **1.117 m**

- **Elemento 05: New Jersey**

  Wnj =0.462 tnf

  Brazo=Bp+t1/2= 0.75+0.25/2 = **0.875 m**

✓ **<u>Peso Suelo Relleno:</u>**

- **Elemento 06: Suelo Relleno Rectangular**

  Ws.rect. = γ *Hp*Bt = 1.75*8.55*5.40 = **80.798 tnf**

  Brazo=Bp+t2+Bt/2 = 0.75+0.60+5.40/2 = **4.05 m**

- **Elemento 07: Suelo Relleno Triangular**

  Ws.tria. = γ*(t2-t1)*Hp/2 = 1.75*(0.60-0.25)*8.55/2 = **2.168 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ (t2-t1)*2/3 = 0.75+0.25+(0.60-0.25)*2/3 = **1.233 m**

✓ **<u>Peso SobreCarga:</u>**

- **Elemento 08: Sobrecarga Vehicular**

  Ws/c = S/C*LS= 0.5*5.75 = **2.875 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ Ls/2 = 0.75+0.25+5.75/2 = **3.875 m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 15 : Fuerzas actuantes y resistentes – Muro en voladizo H=9.50m

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripción
1	15.390	↓	3.375	51.941	↷	Zapata
2	5.130	↓	0.875	4.489	↷	Pantalla Rectangular
3	3.591	↓	1.117	4.010	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↷	Dentellón
5	0.462	↓	0.875	0.404	↷	New Jersey
6	80.798	↓	4.050	327.230	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	2.618	↓	1.233	3.229	↷	Suelo Relleno Triangular
8	2.875	↓	3.875	11.141	↷	Sobrecarga

Fuente: Elaboración propia

✓ **Empuje Activo:**

E. Activo = γr*H^2*Ka/2 = 1.75*9.50^2*0.301/2 = **23.768 tnf**
Brazo= H/3 = 9.50/3 = **3.167 m**

✓ **Empuje Pasivo:**
E. Pasivo = (γ*Kp*Df)*Df/2 = 1.75*3.322*1.45*1.45/2 = **6.112 tnf**
Brazo= Df/3 = 1.45/3 = **0.483 m**

✓ **Empuje Sobrecarga:**
E. SobreCarga = Ka*H*S/C = 0.301*9.50*0.5 = **1.430 tnf**
Brazo= H/2 = 9.50/2 = **4.750 m**

✓ **Incremento Dinámico del Empuje Activo:**

- Coeficiente Sísmico Horizontal

  Csh = 0.5*Z = 0.5 * 0.35 = **0.175**

- Coeficiente Sísmico Vertical

  Csv = 0.7*Csh = 0.7 * 0.175 = **0.1225**

- $\theta = arctan\left(\frac{C_{sh}}{1-C_{sv}}\right)$ = arctan (0.175/ 1-0.1225) = **11.28°**

- Angulo de Fricción S. Relleno – Muro **δ= 21.67°**

- Angulo de la cara interna del muro **ψ = 87.66°**

- Angulo de la Inclinación del Terreno **β = 0.00°**

- Coeficiente de Presión Dinámica Activa **(Kas)**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$K_{as} = \frac{sen^2(\psi + \emptyset - \theta)}{cos\theta . sen^2\psi . sen(\psi - \delta - \theta) . \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\emptyset + \delta) . sen(\emptyset - \beta - \theta)}{sen(\psi - \delta - \theta) . sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

Kas = **0.438**

- Incremento Dinámico del Empuje Activo

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} . \gamma . H^2\right) . (K_{as} - K_a) . (1 - C_{sv})$$

ΔDE_a = **9.475 tnf**

Brazo = H*2/3 = 9.5*2/3 = **6.333 m**

✓ **Fuerza de Fricción:**

F.f = ∑ F.Verticales * μ

F.f = (15.390+5.130+3.591+0.462+80.798+2.618+2.875)*0.397

F.f = 44.043 tnf

Tabla N° 16 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro en voladizo H=9.50m

Incremento Dinámico del Empuje Activo		
Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno - Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 17: Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro en voladizo H=9.50m

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	23.768	←	3.167	75.266	↶
E. Pasivo	6.112	→	0.483	2.954	↷
E. Sobrecarga	1.430	←	4.750	6.791	↶
Incremento Dinámico del E. Activo	9.475	←	6.333	60.008	↶
Fricción	44.043	→			

Fuente: Elaboración propia

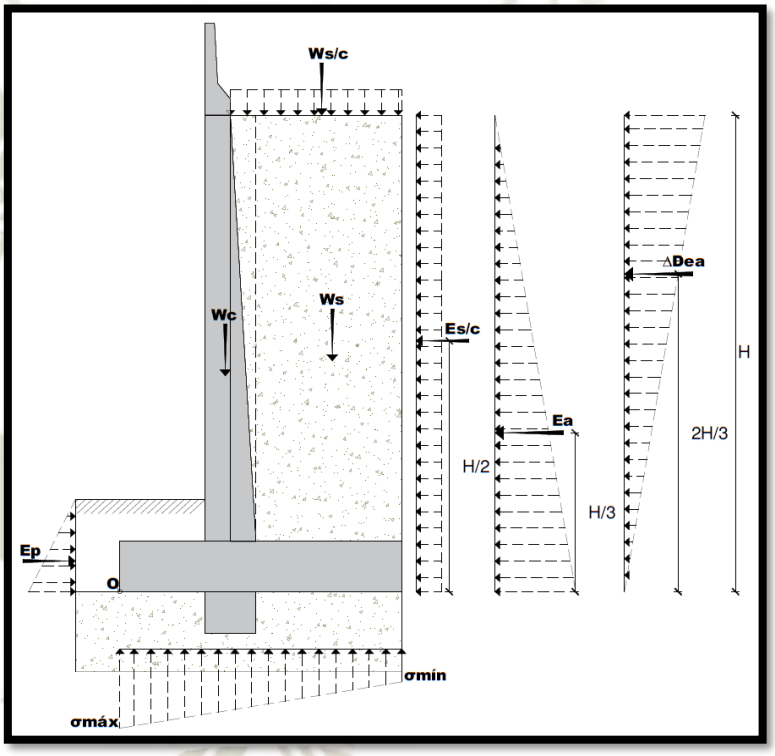


Figura N° 28 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro en voladizo H = 9.50 m

Fuente: Elaboración propia

4.3.4.3. Verificación por Deslizamiento, Volteo y Presiones de Contacto

- ✓ **<u>1° CASO:</u> Condiciones Estáticas**
  - **Fuerzas Actuantes**

    ∑ **Fa=** E. Activo + E. Sobrecarga = 23.768 +1.430 = **25.198 tnf**

  - **Fuerzas Resistentes**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

∑ **Fr=** E. Pasivo + Fricción+ (0.5*c*B) = 6.112 + 44.043 = **50.156 tnf**

- **Momentos Actuantes**

  ∑ **Ma=** M.E. Activo + M.E. Sobrecarga = 75.266 +6.791 = **82.057 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

  ∑ Mr=M.Elemento01+M.Elemento 02+…+M.Elemento08 +M.E.Pasivo

  ∑ Mr= 51.941+4.489+4.010+0.404+327.23+3.229+11.141+2.954

  ∑ **Mr= 405.398 tnf.m**

✓ **2° CASO: Condiciones Dinámicas**

- **Fuerzas Actuantes**

  ∑ **Fa=** E. Activo+Inc.DinámicoE.Activo = 23.768 +9.475 = **33.243 tnf**

- **Fuerzas Resistentes**

  ∑ **Fr=** E. Pasivo + F.Fricción+ (0.5*c*B) = 6.112 + 44.043 = **50.156 tnf**

- **Momentos Actuantes**

  ∑ **Ma=** M.E. Activo + M.I.Din.E.Act. = 75.266 +60.008 = **135.274 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

  ∑Mr=M.Elemento01+M.Elemento02+…+ M.Elemento 07+M.E.Pasivo

  ∑ Mr= 51.941+4.489+4.010+0.404+327.23+3.229+2.954

  ∑ **Mr= 394.258 tnf.m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 18 : Fuerzas y momentos – Muro en voladizo H=9.50m

FUERZAS Y MOMENTOS		
1° CASO		
Condiciones Estáticas		
∑ Fa=	4.063	Tnf
∑ Fr=	12.611	Tnf
∑ Ma=	3.010	Tnf.m
∑ Mr=	14.181	Tnf.m
2° CASO		
Condiciones Sísmicas		
∑ Fa=	4.229	Tnf
∑ Fr=	12.611	Tnf
∑ Ma=	3.532	Tnf.m
∑ Mr=	14.209	Tnf.m

✓ **Verificaciones**

1° CASO: Condiciones Estáticas 2° CASO: Condiciones Dinámicas

- Por Deslizamiento

$$FSD = \frac{\sum \text{Fr}}{\sum \text{Fa}} \geq 1.5 \qquad FSD = \frac{\sum \text{Fr}}{\sum \text{Fa}} \geq 1.25$$

- Por Volteo

$$FSV = \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Ma}} \geq 1.5 \qquad FSV = \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Ma}} \geq 1.25$$

- Presiones de Contacto

$$Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)} \qquad Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)}$$

$$e_{máx} = \frac{B}{6} \qquad e_{máx} = \frac{B}{6}$$

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx} \qquad e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx}$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 19 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro en voladizo H=9.50m

		1° Caso: Condiciones Estáticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular				2° Caso: Condiciones Dinámicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificación por Deslizamiento								
Fuerza Actuante	∑ Fa=	4.06	Tnf		∑ Fa=	4.23	Tnf	
Fuerza Resistente	∑ Fr=	12.61	Tnf		∑ Fr=	12.61	Tnf	
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	3.10	OK!		FSD =	2.98	OK!	
II.c.2. Verificación por Volteo								
Momento Actuante	∑ **M**a=	3.01	Tnf.m		∑ **M**a=	3.53	Tnf.m	
Momento Resistente	∑ Mr=	14.52	Tnf.m		∑ Mr=	14.54	Tnf.m	
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.82	OK!		FSV =	4.12	OK!	
II.c.3. Verificación de Presiones								
	Xr =	0.65	m		Xr =	0.68	m	
	B/6 =	0.25	m		B/6 =	0.25	m	
Excentricidad	e' =	0.10	OK!		e' =	0.07	OK!	
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.54	kg/cm2		σ1 =	0.46	kg/cm2	
	σ2 =	0.23	kg/cm2		σ2 =	0.25	kg/cm2	
	σmáx =	0.54	kg/cm2		σmáx =	0.46	kg/cm2	

Fuente: Elaboración propia

4.3.4.4. Cálculo de la capacidad portante del Suelo

✓ **Parámetros de la Cimentación**

- Ancho de Zapata **B** = 6.75 m
- Ancho Efectivo de Zapata (B'=B-2*ex) **B'** = 4.80 m
- Longitud de Cimentación **L** = 9.00 m
- Profundidad de Desplante **Df** = 1.45 m

✓ **Ecuación general de la capacidad de carga**

- Factores de Capacidad de Carga para la Teoría de Meyerhof. *(Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones - Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6)*
  - **Nc** = 37.020 *(Reissner)*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Nq** = 24.585 *(Prandtl)*
- **N γ** = 32.598 *(Vesic)*

- Factores de Forma (De Beer 1970) **(Anexo 02)**
  - **Fcs** = 1.498
  - **Fqs** = 1.478
  - **F γs** = 0.700
- Factores de Profundidad (Hansen 1970) - Df/B = 0.21 **(Anexo 02)**

Primer Caso = Df/B < 1	Segundo Caso = Df/B > 1
Fcd = 1.061	**Fcd** = 2.303
Fqd = 1.059	**Fqd** = 2.250
F γd = 1.000	**F γd** = 1.000

- Capacidad de carga última ante carga excéntrica – excentricidad en un sentido

$$q_{últ} = c'NcFcsFcdFci + qNqFwsFwdFqi + \frac{1}{2}\gamma B'N\gamma F\gamma sF\gamma dF\gamma i$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 193.361\ Tnf/m2}$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 19.336\ kg/cm2}$$

✓ Verificación de esfuerzos con respecto al esfuerzo admisible

1° CASO: Condiciones Estáticas	2° CASO: Condiciones Dinámicas
$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$	$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$
$q_{últ} = 8.320\ kg/cm2$	$q_{últ} = 8.320\ kg/cm2$
$FS_{cap.portante} = 3$	$FS_{cap.portante} = 2$
$\sigma_{adm} = 6.45\ kg/cm2$	$\sigma_{adm} = 9.67\ kg/cm2$
$\boldsymbol{\sigma_{máx} = 2.35\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \dots ok}$	$\boldsymbol{\sigma_{máx} = 2.99\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \dots ok}$
$\boldsymbol{\sigma_{mín} = 0.93\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \dots ok}$	$\boldsymbol{\sigma_{mín} = 0.21\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \dots ok}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.3.4.5. Cálculo de SPRINGS en la Zapata (Anexo 02)

✓ Calculo del Coeficiente de Balasto (Kb)

- $K_b \leq \frac{E_s}{B(1-v^2)}$ *Coeficiente de Balasto (Formula de Vesic)*

- $K_b \leq 296.82 \frac{Tnf}{m3}$

Tabla N° 20 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro en voladizo H=9.50m

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO		Kb	296.82 Tnf/m3

1	a	0.525 m	Kx	9.01 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.01 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	19.48 Tnf/m
1'	a	0.475 m	Kx	8.15 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	8.15 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	17.62 Tnf/m
2	a	0.525 m	Kx	18.03 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	18.03 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	38.96 Tnf/m
2'	a	0.475 m	Kx	16.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	16.31 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	35.25 Tnf/m
2"	a	0.500 m	Kx	17.17 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	17.17 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	37.10 Tnf/m
3	a	0.525 m	Kx	36.05 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	36.05 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	77.91 Tnf/m
3'	a	0.475 m	Kx	32.62 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	32.62 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	70.49 Tnf/m
3"	a	0.500 m	Kx	34.33 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	34.33 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	74.20 Tnf/m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El pre-dimensionamiento satisface el análisis de estabilidad (seguridad contra volteo, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto) realizado, considerando los factores de seguridad detallados anteriormente, de esta forma, teóricamente se garantiza un correcto funcionamiento estructural del muro de contención

Cabe indicar que se está realizando el análisis de muros de Contención en Voladizo desde una altura H=2.00 m (Muro Tipo C) hasta una altura H=9.50 (Muro Tipo R), con intervalos de análisis de cada 0.50 m de variación en altura, los cuales se encuentran en el Anexo 03.

4.3.4.6. Asentamiento Elástico

Una vez realizado el modelamiento estructural del muro de contención, incluyendo la colocación de springs a través del coeficiente de balasto en el software SAP2000 V.20.2, se procedió a calcular los asentamientos en todos los puntos discretizados en la zapata del muro de contención, teniendo como resultado un asentamiento máximo para un muro en voladizo H = 9.50 m. de 0.082909 m. en la dirección 3-3.

El detallamiento de todos los valores obtenidos del software se adjuntarán en el Anexo 02 según corresponda al tipo de muro y a su altura correspondiente.

4.4. Análisis del Muro de Contención con Contrafuerte

4.4.1. Pre-Dimensionamiento

El pre dimensionado de los muros de contención en contrafuerte es en función de la altura H, pueden ser necesarias varias iteraciones si se pretende lograr la estabilidad y la optimización de la estructura.

Según el Autor WAYNE TENG, los espesores de la pantalla y contrafuertes dependen fundamentalmente del espaciamiento entre contrafuertes Lc. Además, aconseja que para muros menores a 9 metros de altura el espaciamiento pudiera ser hasta 2/3 de la altura H y para alturas mayores el espaciamiento se reduciría a H/2.

A continuación, en la siguiente figura se indican las recomendaciones para el pre dimensionado de muros con contrafuerte.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

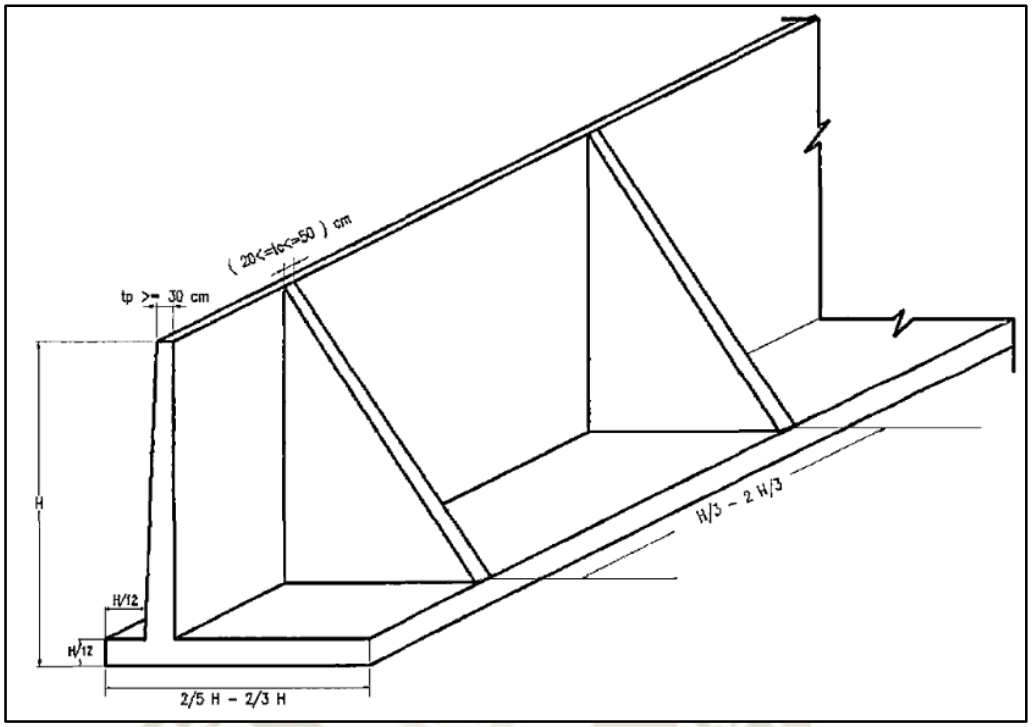


Figura N° 29 : Pre dimensionamiento de muro con contrafuertes

Fuente: Elaboración propia

- Ancho de la Zapata **B** = H/2
- Ancho de Punta de Zapata **Bp** = H/12
- Peralte de Zapata **Hz** = H/12
- Espesor en Corona de la Pantalla **t1** = ≥0.25 m
- Espesor en Base de la Pantalla **t2** = H/10
- Espesor en Contrafuerte **ec** = ≥0.20 m

4.4.2. Muro con Contrafuerte H=3.00 m

4.4.2.1. Dimensiones Adoptadas

Las dimensiones que se muestran a continuación, son el resultado del proceso de tantear dimensiones hasta que los muros cumplan con el análisis de estabilidad (factor de seguridad contra deslizamiento, volteo y deslizamiento), además de verificar la correcta distribución de deformaciones, fuerzas y momentos (López Gonzales, 2017).

- Altura Total **H** = 3.00 m
- Profundidad medida al nivel Superior de Cimentación. **h** = 0.50 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Profundidad de Desplante **Df** = 0.90 m
- Longitud de Muro **L** = 9.00 m
- Longitud de Acción de Sobrecarga **Ls** = 1.45 m

✓ **Pantalla**

- Espesor en Corona de Pantalla **t1** = 0.25 m
- Espesor en Base de Pantalla **t2** = 0.25 m
- Altura de Pantalla **Hp** = 2.60 m

✓ **Zapata**

- Ancho de Zapata **B** = 2.00 m
- Punta de Zapata **Bp** = 0.30 m
- Talón de Zapata **Bt** = 1.45 m
- Peralte de Zapata **Hz** = 0.40 m

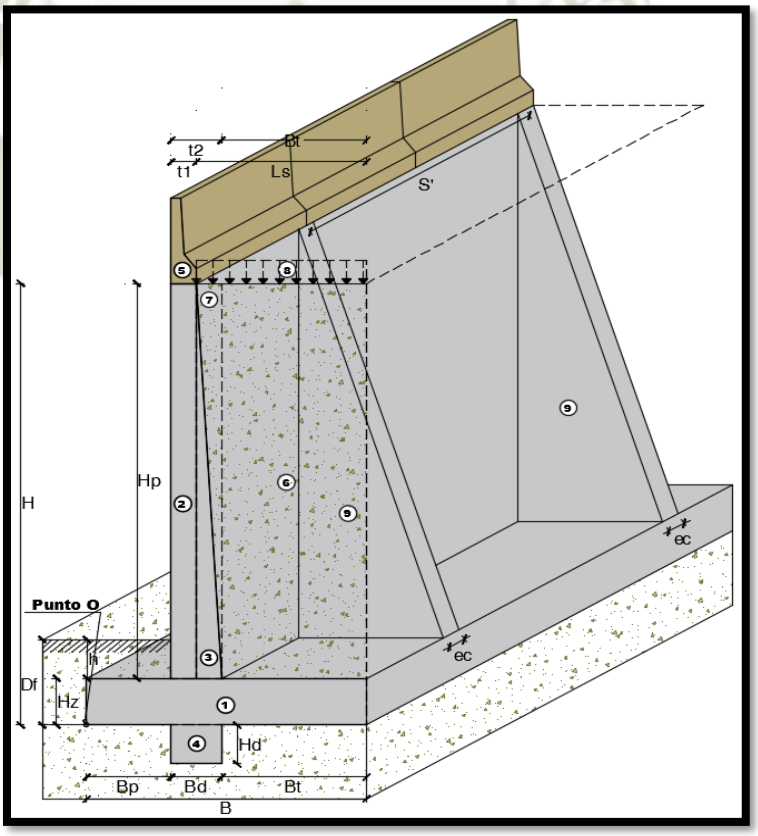


Figura N° 30 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro con contrafuertes H =3.00

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.4.2.2. Cargas Actuantes y Resistentes

✓ **Peso Propio:**

- **Elemento 01 : Zapata**

  Wzapata = Hz*B* γc*S'= 0.40 *2.00*2.40*3.00 = **5.760 tnf.**

  Brazo= B/2 = 2.00/2 = **1.000 m**

- **Elemento 02: Pantalla Rectangular**

  Wp.rect. = t1*Hp* γc *S'= 0.25 *2.60*2.40*3.00 = **4.680 tnf**

  Brazo= Bp+t1/2 = 0.30+ 0.25/2 = **0.425 m**

- **Elemento 03: Pantalla Triangular**

  Wp.tria. =S'* γc *((t2-t1)*Hp)/2 = 3.00*2.4*(0.25-0.25)*8.55/2 = **0.000 tnf**

  Brazo=Bp+t1+ (t2-t1)/3 = 0.75+0.25+(0.25-0.25)/3 = **0.550 m**

- **Elemento 05: New Jersey**

  Wnj = 0.462 tnf * S' = 0.462*3=1.386 tnf

  Brazo=Bp+t1/2= 0.30+0.25/2 = **0.425 m**

✓ **Peso Suelo Relleno:**

- **Elemento 06: Suelo Relleno Rectangular**

  Ws.rect. = γ *Hp*Bt*(S'-ec/2) = 1.75*2.60*1.45*(3.0-0.2/2) = **19.13 tnf**

  Brazo=Bp+t2+Bt/2 = 0.30+0.25+1.45/2 = **1.275 m**

- **Elemento 07: Suelo Relleno Triangular**

  Ws.tria. =S'* γ*(t2-t1)*Hp/2 = 3.0*1.75*(0.25-0.25)*2.60/2 = **0.00 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ (t2-t1)*2/3 = 0.30+0.25+(0.25-.25)*2/3 = **0.550 m**

- **Elemento 08: Contrafuerte**

  Ws.tria. = ((Bt+t2-t1)*Hp/2)*ec* γc = ((1.45+0.25-0.25)*2.60/2)*0.2*2.40= **0.905 tnf**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Brazo= Bp+t1+ (B-Bp-t1)/3 = 0.30+0.25+(2.00-0.30-0.25)/3 = **1.033 m**

✓ **Peso Sobrecarga:**

- **Elemento 08: Sobrecarga Vehicular**

Ws/c = S/C*LS*S'= 0.5*1.45*3.00 = **2.175 tnf**

Brazo= Bp+t1+ Ls/2 = 0.30+0.25+1.45/2 = **1.275 m**

Tabla N° 21 : Fuerzas actuantes y resistentes – Muro con contrafuerte H=3.00m

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripción
1	5.760	↓	1.000	5.760	↷	Zapata
2	4.680	↓	0.425	1.989	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.300	0.000	↷	Dentellón
5	1.386	↓	0.425	0.589	↷	New Jersey
6	19.133	↓	1.275	24.394	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	2.175	↓	1.275	2.773	↷	Sobrecarga
9	0.905	↓	1.033	0.935	↷	Contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

✓ **Empuje Activo:**

E. Activo = γr*H^2*Ka/2*S' = 1.75*3.00^2*0.301/2*3.00 =**7.111 tnf**

Brazo= H/3 = 3.00/3 = **1.000 m**

✓ **Empuje Pasivo:**

E. Pasivo =S'* (γ*Kp*Df)*Df/2 = 3.00*1.75*3.322*0.9*0.9/2 = **7.064 tnf**

Brazo= Df/3 = 0.9/3 = **0.300 m**

✓ **Empuje Sobrecarga:**

E. Sobrecarga = Ka*H*S/C*S' = 0.301*3.00*0.5*3.00 = **1.354 tnf**

Brazo= H/2 = 3/2 = **1.500 m**

✓ **Incremento Dinámico del Empuje Activo:**

- Coeficiente Sísmico Horizontal

Csh = 0.5*Z = 0.5 * 0.35 = **0.175**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Coeficiente Sísmico Vertical

  Csv = 0.7*Csh = 0.7 * 0.175 = **0.1225**

- $\theta = arctan\left(\frac{C_{sh}}{1-C_{sv}}\right)$ = arctan (0.175/ 1-0.1225) = **11.28°**

- Angulo de Fricción S. Relleno – Muro **δ= 21.67°**

- Angulo de la cara interna del muro **ψ = 90.00°**

- Angulo de la Inclinación del Terreno **β = 0.00°**

- Coeficiente de Presión Dinámica Activa **(Kas)**

$$K_{as} = \frac{sen^2(\psi + \emptyset - \theta)}{cos\theta . sen^2\psi . sen(\psi - \delta - \theta).\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\emptyset + \delta).sen(\emptyset - \beta - \theta)}{sen(\psi - \delta - \theta).sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

  Kas = **0.417**

- Incremento Dinámico del Empuje Activo

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).(K_{as} - K_a).(1 - C_{sv})$$

  ΔDE_a = **2.404 tnf**

  Brazo = H*2/3 = 3*2/3 = **2.000 m**

✓ **<u>Fuerza de Fricción:</u>**

F.f = ∑ F.Verticales * μ

F.f = (5.760+4.680+1.386+19.133+2.175+0.905)*0.397

F.f = 13.523 tnf

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 22 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro con contrafuerte H=3.00m

Incremento Dinámico del Empuje Activo		
Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno - Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 23 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro con contrafuerte H=3.00m

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	7.111	←	1.000	7.111	↶
E. Pasivo	7.064	→	0.300	2.119	↷
E. Sobrecarga	1.354	←	1.500	2.032	↶
Incremento Dinámico del E. Activo	2.404	←	2.000	4.808	↶
Fricción	13.523	→			

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

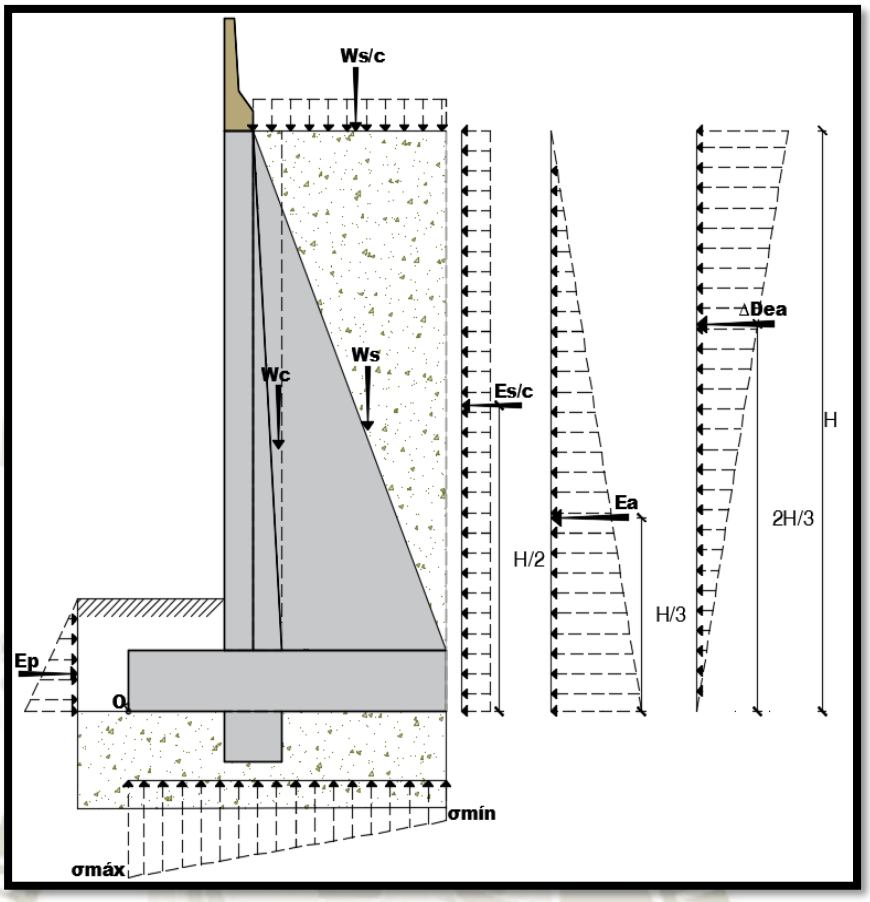


Figura N° 31 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro con contrafuertes H = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

4.4.2.3. Verificación por Deslizamiento, Volteo y Presiones de Contacto

✓ **1° CASO: Condiciones Estáticas**

- **Fuerzas Actuantes**

  ∑ **Fa=** E. Activo + E. Sobrecarga = 7.111 +1.354 = **8.465 tnf**

- **Fuerzas Resistentes**

  ∑ **Fr=** E. Pasivo+Fricción+(0.5*c*B) = 7.064+13.523 = **20.587 tnf**

- **Momentos Actuantes**

  ∑ **Ma=** M.E. Activo + M.E. Sobrecarga = 7.111 +2.032 = **9.142 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

  ∑ Mr=M.Elemento01+M.Elemento 02+…+M.Elemento09 +M.E.Pasivo

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

∑Mr=5.760+1.989+0.0+0.0+0.589+24.394+0.00+2.773+0.935+2.11

∑ **Mr= 38.560 tnf.m**

✓ **2° CASO: Condiciones Dinámicas**

- **Fuerzas Actuantes**

∑ **Fa=** E. Activo+Inc.DinámicoE.Activo = 7.111+2.404 = **9.515 tnf**

- **Fuerzas Resistentes**

∑ **Fr=** E. Pasivo + Fricción+ (0.5*c*B) = 7.064+13.52 = **20.587 tnf**

- **Momentos Actuantes**

∑ **Ma=** M.E. Activo + M.I.Din.E.Act. = 7.111 +4.808 = **11.919 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

∑Mr=M.Elemento01+M.Elemento02+…+M.Elemento 07+ M.Elemento 09+ M.E.Pasivo

∑ Mr= 5.760+1.989+0.00+0.00+0.589+24.394+0.00+0.935+2.119

∑ **Mr= 35.787 tnf.m**

Tabla N° 24 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro con contrafuerte H=3.00m

FUERZAS Y MOMENTOS		
1° CASO		
Condiciones Estáticas		
∑ Fa=	8.465	Tnf
∑ Fr=	20.587	Tnf
∑ Ma=	9.142	Tnf.m
∑ Mr=	38.560	Tnf.m
2° CASO		
Condiciones Sísmicas		
∑ Fa=	9.515	Tnf
∑ Fr=	20.587	Tnf
∑ Ma=	11.919	Tnf.m
∑ Mr=	35.787	Tnf.m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

✓ **Verificaciones**

1° CASO: Condiciones Estáticas 2° CASO: Condiciones Dinámicas

- Por Deslizamiento

$$FSD = \frac{\sum \text{Fr}}{\sum \text{Fa}} \geq 1.5 \qquad FSD = \frac{\sum \text{Fr}}{\sum \text{Fa}} \geq 1.25$$

- Por Volteo

$$FSV = \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Ma}} \geq 1.5 \qquad FSV = \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Ma}} \geq 1.25$$

- Presiones de Contacto

$$Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)} \qquad Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)}$$

$$e_{máx} = \frac{B}{6} \qquad e_{máx} = \frac{B}{6}$$

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx} \qquad e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx}$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 25 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro con contrafuerte H=3.00m

	1° Caso: Condiciones Estáticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinámicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificación por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	8.47	Tnf	∑ Fa=	9.51	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	20.59	Tnf	∑ Fr=	20.59	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.43	OK!	FSD =	2.16	OK!
II.c.2. Verificación por Volteo						
Momento Actuante	∑ **M**a=	9.14	Tnf.m	∑ **M**a=	11.92	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	36.44	Tnf.m	∑ Mr=	35.79	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	3.99	OK!	FSV =	3.00	OK!
II.c.3. Verificación de Presiones						
	Xr =	0.80	m	Xr =	0.75	m
	B/6 =	0.33	m	B/6 =	0.33	m
Excentricidad	e' =	0.20	OK!	e' =	0.25	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.88	kg/cm2	σ1 =	0.90	kg/cm2
	σ2 =	0.22	kg/cm2	σ2 =	0.13	kg/cm2
	σmáx =	0.88	kg/cm2	σmáx =	0.90	kg/cm2

Fuente: Elaboración propia

4.4.2.4. Cálculo de la capacidad portante del Suelo

✓ **Parámetros de la Cimentación**

- Ancho de Zapata **B** = 2.00 m
- Ancho Efectivo de Zapata (B'=B-2*ex) **B'** = 1.60 m
- Longitud de Cimentación **L** = 9.00 m
- Profundidad de Desplante **Df** = 0.90 m

✓ **Ecuación general de la capacidad de carga**

- Factores de Capacidad de Carga para la Teoría de Meyerhof. *(Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones - Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6)*
  - **Nc** = 37.020 *(Reissner)*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Nq** = 24.585 *(Prandtl)*
- **N γ** = 32.598 *(Vesic)*

- Factores de Forma (De Beer 1970) **(Anexo 02)**
  - **Fcs** = 1.498
  - **Fqs** = 1.142
  - **F γs** = 0.911
- Factores de Profundidad (Hansen 1970) - Df/B = 0.21 **(Anexo 02)**

Primer Caso = Df/B < 1	Segundo Caso = Df/B > 1
Fcd = 1.128	**Fcd** = 1.589
Fqd = 1.123	**Fqd** = 1.565
F γd = 1.000	**F γd** = 1.000

- Capacidad de carga última ante carga excéntrica – excentricidad en un sentido

$$q_{últ} = c'NcFcsFcdFci + qNqFwsFwdFqi + \frac{1}{2}\gamma B'N\gamma F\gamma sF\gamma dF\gamma i$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 91.312\ Tnf/m2}$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 9.131\ kg/cm2}$$

✓ Verificación de esfuerzos con respecto al esfuerzo admisible

1° CASO: Condiciones Estáticas	2° CASO: Condiciones Dinámicas
$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$	$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$
$q_{últ} = 9.131\ kg/cm2$	$q_{últ} = 9.131\ kg/cm2$
$FS_{cap.portante} = 3$	$FS_{cap.portante} = 2$
$\sigma_{adm} 3.04\ kg/cm2$	$\sigma_{adm} = 4.57\ kg/cm2$
$\boldsymbol{\sigma_{máx} = 0.88\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \dots ok}$	$\boldsymbol{\sigma_{máx} = 0.90\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \dots ok}$
$\boldsymbol{\sigma_{mín} = 0.22\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \dots ok}$	$\boldsymbol{\sigma_{mín} = 0.13\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \dots ok}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.4.2.5. Cálculo de SPRINGS en la Zapata (Anexo 02)

✓ Cálculo del Coeficiente de Balasto (Kb)

- $K_b \leq \frac{E_s}{B(1-v^2)}$ *Coeficiente de Balasto (Formula de Vesic)*

- $K_b \leq 1001.76 \frac{Tnf}{m3}$

Tabla N° 26 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro con contrafuerte H=3.00m

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO		Kb	296.82 Tnf/m3

1	a	0.213 m	Kx	12.34 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	12.34 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	26.67 Tnf/m
1'	a	0.394 m	Kx	22.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.83 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	49.34 Tnf/m
2	a	0.213 m	Kx	24.68 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	24.68 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	53.34 Tnf/m
2'	a	0.394 m	Kx	45.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	45.66 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	98.67 Tnf/m
2"	a	0.304 m	Kx	35.17 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	35.17 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	76.01 Tnf/m
3	a	0.213 m	Kx	49.36 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	49.36 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	106.69 Tnf/m
3'	a	0.394 m	Kx	91.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	91.31 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	197.35 Tnf/m
3"	a	0.304 m	Kx	70.34 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	70.34 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	152.02 Tnf/m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El pre-dimensionamiento satisface el análisis de estabilidad (seguridad contra volteo, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto) realizado, considerando los factores de seguridad detallados anteriormente, de esta forma, teóricamente se garantiza un correcto funcionamiento estructural del muro de contención.

4.4.2.6. Asentamiento Elástico

Una vez realizado el modelamiento estructural del muro de contención, incluyendo la colocación de springs a través del coeficiente de balasto en el software SAP2000 V.20.2, se procedió a calcular los asentamientos en todos los puntos discretizados en la zapata del muro de contención, teniendo como resultado un asentamiento máximo para un muro con contrafuertes H = 3.00 m. de 0.009466 m. en la dirección 3-3.

El detallamiento de todos los valores obtenidos del software se adjuntarán en el Anexo 02 según corresponda al tipo de muro y a su altura correspondiente.

4.4.3. Muro con Contrafuerte H=6.00 m

4.4.3.1. Dimensiones Adoptadas

Las dimensiones que se muestran a continuación, son el resultado del proceso de tantear dimensiones hasta que los muros cumplan con el análisis de estabilidad (factor de seguridad contra deslizamiento, volteo y deslizamiento), además de verificar la correcta distribución de deformaciones, fuerzas y momentos.

- Altura Total **H** = 6.00 m
- Profundidad medida al nivel Superior de Cimentación. **h** = 0.50 m
- Profundidad de Desplante **Df** = 1.10 m
- Longitud de Muro **L** = 9.00 m
- Longitud de Acción de Sobrecarga **Ls** = 3.40m

✓ **<u>Pantalla</u>**

- Espesor en Corona de Pantalla **t1** = 0.25 m
- Espesor en Base de Pantalla **t2** = 0.35 m
- Altura de Pantalla **Hp** = 5.40 m

✓ **<u>Zapata</u>**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Ancho de Zapata **B** = 4.25 m
- Punta de Zapata **Bp** = 0.60 m
- Talón de Zapata **Bt** = 3.30 m
- Peralte de Zapata **Hz** = 0.60 m

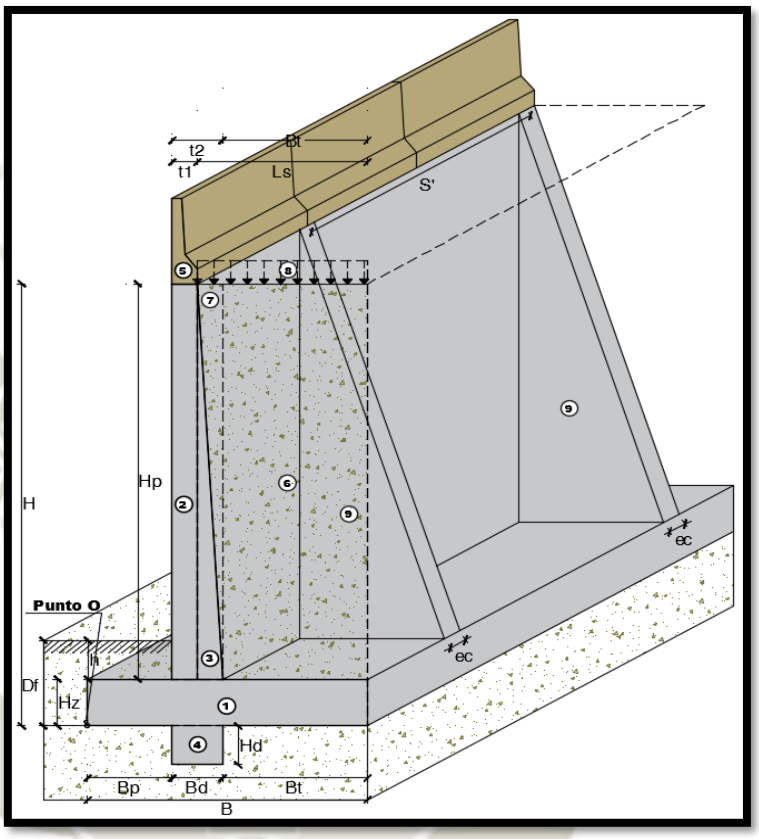


Figura N° 32 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro con contrafuertes H =6.00

Fuente: Elaboración propia

4.4.3.2. Cargas Actuantes y Resistentes

✓ **<u>Peso Propio:</u>**

- **Elemento 01 : Zapata**

  Wzapata = Hz*B* γc*S'= 0.60 *4.25*2.40*3.00 = **18.360 tnf.**

  Brazo= B/2 = 4.25/2 = **2.125 m**

- **Elemento 02: Pantalla Rectangular**

  Wp.rect. = t1*Hp* γc *S'= 0.25 *5.40*2.40*3.00 = **9.720 tnf**

  Brazo= Bp+t1/2 = 0.60+ 0.25/2 = **0.725 m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Elemento 03: Pantalla Triangular**

  Wp.tria. =S'* γc *((t2-t1)*Hp)/2 = 3.00*2.4*(0.35-0.25)*5.40/2 = **1.944 tnf**

  Brazo=Bp+t1+ (t2-t1)/3 = 0.60+0.25+(0.35-0.25)/3 = **0.883 m**

- **Elemento 05: New Jersey**

  Wnj = 0.462 tnf * S' = 0.462*3.00= **1.386 tnf**

  Brazo=Bp+t1/2= 0.60+0.25/2 = **0.725 m**

✓ **<u>Peso Suelo Relleno:</u>**

- **Elemento 06: Suelo Relleno Rectangular**

  Ws.rect. = γ *Hp*Bt*(S'-ec/2) = 1.75*5.40*3.30*(3.0-0.2/2) = **90.437 tnf**

  Brazo=Bp+t2+Bt/2 = 0.60+0.35+3.30/2 = **2.600 m**

- **Elemento 07: Suelo Relleno Triangular**

  Ws.tria. =S'* γ*(t2-t1)*Hp/2 = 3.0*1.75*(0.35-0.25)*5.40/2 = **1.418 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ (t2-t1)*2/3 = 0.60+0.25+(0.35-.25)*2/3 = **0.917 m**

- **Elemento 09: Contrafuerte**

  Ws.tria. = ((Bt+t2-t1)*Hp/2)*ec* γc = ((3.30+0.35-0.25)*5.40/2)*0.2*2.40= **4.406 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ (B-Bp-t1)/3 = 0.60+0.25+(4.25-0.60-0.25)/3 = **1.983 m**

✓ **<u>Peso Sobrecarga:</u>**

- **Elemento 08: Sobrecarga Vehicular**

  Ws/c = S/C*LS*S'= 0.5*3.40*3.00 = **5.100 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ Ls/2 = 0.60+0.25+3.40/2 = **2.550 m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 27 : Fuerzas actuantes y resistentes – Muro con contrafuerte H=6.00m

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripción
1	18.360	↓	2.125	39.015	↷	Zapata
2	9.720	↓	0.725	7.047	↷	Pantalla Rectangular
3	1.944	↓	0.883	1.717	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↷	Dentellón
5	1.386	↓	0.725	1.005	↷	New Jersey
6	90.437	↓	2.600	235.135	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	1.418	↓	0.917	1.299	↷	Suelo Relleno Triangular
8	5.100	↓	2.550	13.005	↷	Sobrecarga
9	4.406	↓	1.983	8.739	↷	Contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

- ✓ **Empuje Activo:**

  E. Activo = γr*H^2*Ka/2*S' = 1.75*6.00^2*0.301/2*3.00 = **28.443 tnf**

  Brazo= H/3 = 6.00/3 = **3.000 m**

- ✓ **Empuje Pasivo:**

  E. Pasivo =S'* (γ*Kp*Df)*Df/2 = 3.00*1.75*3.322*1.10*1.10/2 = **10.553 tnf**

  Brazo= Df/3 = 1.10/3 = **0.367 m**

- ✓ **Empuje Sobrecarga:**

  E. Sobrecarga = Ka*H*S/C*S' = 0.301*6.00*0.5*3.00 = **2.709 tnf**

  Brazo= H/2 = 6.00/2 = **3.000 m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

✓ **Incremento Dinámico del Empuje Activo:**

- Coeficiente Sísmico Horizontal

  Csh = 0.5*Z = 0.5 * 0.35 = **0.175**

- Coeficiente Sísmico Vertical

  Csv = 0.7*Csh = 0.7 * 0.175 = **0.1225**

- $\theta = arctan\left(\frac{C_{sh}}{1-C_{sv}}\right)$ = arctan (0.175/ 1-0.1225) = **11.28°**

- Angulo de Fricción S. Relleno – Muro **δ= 21.67°**

- Angulo de la cara interna del muro **ψ = 88.94°**

- Angulo de la Inclinación del Terreno **β = 0.00°**

- Coeficiente de Presión Dinámica Activa **(Kas)**

$$K_{as} = \frac{sen^2(\psi + \emptyset - \theta)}{cos\theta . sen^2\psi . sen(\psi - \delta - \theta).\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\emptyset + \delta).sen(\emptyset - \beta - \theta)}{sen(\psi - \delta - \theta).sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

  Kas = **0.426**

- Incremento Dinámico del Empuje Activo

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).(K_{as} - K_a).(1 - C_{sv})$$

  ΔDE_a = **10.384 tnf**

  Brazo = H*2/3 = 6.00*2/3 = **4.000 m**

✓ **Fuerza de Fricción:**

F.f = ∑ F.Verticales * μ

F.f = (18.360+9.720+1.944+1.386+90.437+1.418+5.100+4.406) *0.397

F.f = 52.746 tnf

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 28 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro con contrafuerte H=6.00m

Incremento Dinámico del Empuje Activo			
Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175	
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225	
	θ =	11.28 °	
Angulo de Friccion S. Relleno - Muro	δ =	21.67 °	
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.94 °	
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °	
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =		0.426

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 29 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro con contrafuerte H=6.00m

ELEMENTO	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	28.433	←	2.000	56.886	↶
E. Pasivo	10.553	→	0.367	3.869	↷
E. Sobrecarga	2.709	←	3.000	8.127	↶
Incremento Dinámico del E. Activo	10.384	←	4.000	41.535	↶
Fricción	52.746	→			

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

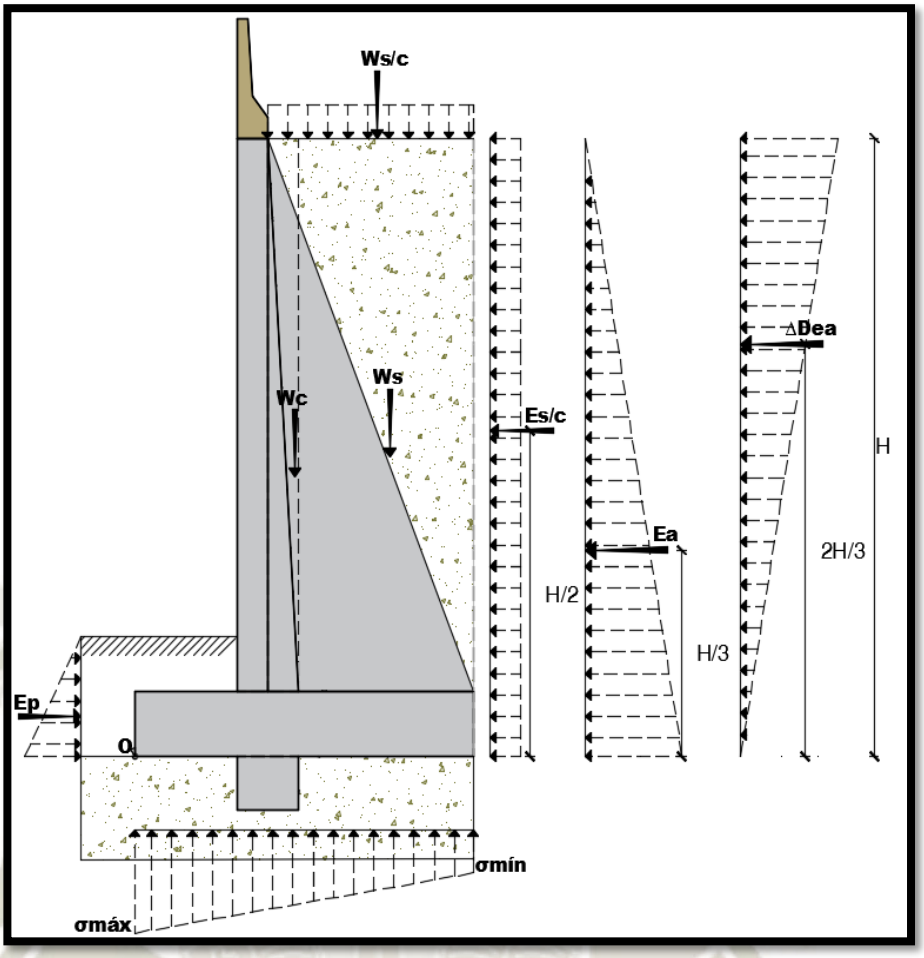


Figura N° 33 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro con contrafuertes H = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

4.4.3.3. Verificación por Deslizamiento, Volteo y Presiones de Contacto

- ✓ **<u>1° CASO:</u> Condiciones Estáticas**

  - **Fuerzas Actuantes**

    ∑ **Fa=** E. Activo + E. Sobrecarga = 28.443 +2.709 = **31.152 tnf**

  - **Fuerzas Resistentes**

    ∑ **Fr=** E. Pasivo + Fricción+ (0.5*c*B) = 10.553 + 52.746 = **63.299 tnf**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Momentos Actuantes**

  ∑ **Ma=** M.E. Activo + M.E. Sobrecarga = 56.886 +8.127 = **65.012 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

  ∑ Mr=M.Elemento01+M.Elemento 02+…+M. Elemento09 +M.E.Pasivo

  ∑Mr= 39.015+7.047+1.717+0.000+1.005+235.135+1.299+13.005+8.739+3.869

  ∑ **Mr= 310.832 tnf.m**

✓ **2° CASO: Condiciones Dinámicas**

- **Fuerzas Actuantes**

  ∑ **Fa=** E. Activo+Inc.DinámicoE.Activo = 28.443+10.384= **38.827 tnf**

- **Fuerzas Resistentes**

  ∑ **Fr=** E. Pasivo + Fricción+ (0.5*c*B) = 10.553+52.746= **63.299 tnf**

- **Momentos Actuantes**

  ∑ **Ma=** M.E. Activo + M.I.Din.E.Act. = 56.886 + 41.535 = **98.421 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

  ∑Mr=M.Elemento01+M.Elemento02+…+M.Elemento 07+ M.Elemento 09+ M.E.Pasivo

  ∑Mr= 39.015+7.047+1.717+0.000+1.005+235.135+1.299+8.739+3.869

  ∑ **Mr= 297.827 tnf.m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 30 : Fuerzas y momentos – Muro con contrafuerte H=6.00m

FUERZAS Y MOMENTOS		
1° CASO		
Condiciones Estáticas		
∑ Fa=	31.152	Tnf
∑ Fr=	63.299	Tnf
∑ Ma=	65.012	Tnf.m
∑ Mr=	310.832	Tnf.m
2° CASO		
Condiciones Sísmicas		
∑ Fa=	38.827	Tnf
∑ Fr=	63.299	Tnf
∑ Ma=	98.421	Tnf.m
∑ Mr=	297.827	Tnf.m

Fuente: Elaboración propia

✓ **Verificaciones**

1° CASO: Condiciones Estáticas 2° CASO: Condiciones Dinámicas

- Por Deslizamiento

$$FSD = \frac{\sum \text{Fr}}{\sum \text{Fa}} \geq 1.5 \qquad FSD = \frac{\sum \text{Fr}}{\sum \text{Fa}} \geq 1.25$$

- Por Volteo

$$FSV = \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Ma}} \geq 1.5 \qquad FSV = \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Ma}} \geq 1.25$$

- Presiones de Contacto

$$Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)} \qquad Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)}$$

$$e_{máx} = \frac{B}{6} \qquad e_{máx} = \frac{B}{6}$$

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx} \qquad e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx}$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 31 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro con contrafuerte H=6.00m

	1° Caso: Condiciones Estáticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinámicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificación por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	31.15	Tnf	∑ Fa=	38.83	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	63.30	Tnf	∑ Fr=	63.30	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.03	OK!	FSD =	1.63	OK!
II.c.2. Verificación por Volteo						
Momento Actuante	∑ **M**a=	65.01	Tnf.m	∑ **M**a=	98.42	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	306.96	Tnf.m	∑ Mr=	297.83	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.72	OK!	FSV =	3.03	OK!
II.c.3. Verificación de Presiones						
	Xr =	1.82	m	Xr =	1.56	m
	B/6 =	0.71	m	B/6 =	0.71	m
Excentricidad	e' =	0.30	OK!	e' =	0.56	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.44	kg/cm2	σ1 =	1,74	kg/cm2
	σ2 =	0.58	kg/cm2	σ2 =	0.20	kg/cm2
	σmáx =	1.44	kg/cm2	σmáx =	1.74	kg/cm2

Fuente: Elaboración propia

4.4.3.4. Cálculo de la capacidad portante del Suelo

✓ **Parámetros de la Cimentación**

- Ancho de Zapata **B** = 4.25 m
- Ancho Efectivo de Zapata (B'=B-2*ex) **B'** = 3.64 m
- Longitud de Cimentación **L** = 9.00 m
- Profundidad de Desplante **Df** = 1.10 m

✓ **Ecuación general de la capacidad de carga**

- Factores de Capacidad de Carga para la Teoría de Meyerhof. *(Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones - Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6)*
  - **Nc** = 37.020 *(Reissner)*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Nq** = 24.585 *(Prandtl)*
- **N γ** = 32.598 *(Vesic)*

- Factores de Forma (De Beer 1970) **(Anexo 02)**
  - **Fcs** = 1.314
  - **Fqs** = 1.301
  - **F γs** = 0.811
- Factores de Profundidad (Hansen 1970) - Df/B = 0.26 **(Anexo 02)**

Primer Caso = Df/B < 1	Segundo Caso = Df/B > 1
Fcd = 1.074	**Fcd** = 2.074
Fqd = 1.071	**Fqd** = 2.030
F γd = 1.000	**F γd** = 1.000

- Capacidad de carga última ante carga excéntrica – excentricidad en un sentido

$$q_{últ} = c'NcFcsFcdFci + qNqFwsFwdFqi + \frac{1}{2}\gamma B'N\gamma F\gamma sF\gamma dF\gamma i$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 150.231\ Tnf/m2}$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 15.023\ kg/cm2}$$

✓ Verificación de esfuerzos con respecto al esfuerzo admisible

1° CASO: Condiciones Estáticas	2° CASO: Condiciones Dinámicas
$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$	$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$
$q_{últ} = 9.131\ kg/cm2$	$q_{últ} = 9.131\ kg/cm2$
$FS_{cap.portante} = 3$	$FS_{cap.portante} = 2$
$\sigma_{adm} = 5.01\ kg/cm2$	$\sigma_{adm} = 7.51\ kg/cm2$
$\boldsymbol{\sigma_{máx} = 1.44\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$	$\boldsymbol{\sigma_{máx} = 7.51\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$
$\boldsymbol{\sigma_{mín} = 0.58\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$	$\boldsymbol{\sigma_{mín} = 0.20\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.4.3.5. Cálculo de SPRINGS en la Zapata (Anexo 02)

✓ Cálculo del Coeficiente de Balasto (Kb)

- $K_b \leq \frac{E_s}{B(1-v^2)}$ *Coeficiente de Balasto (Formula de Vesic)*

- $K_b \leq 471.42 \frac{Tnf}{m3}$

Tabla N° 32 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro con contrafuerte H=6.00m

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO		Kb	296.82 Tnf/m3

1	a	0.388 m	Kx	10.58 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	10.58 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	22.86 Tnf/m
1'	a	0.434 m	Kx	11.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.83 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	25.57 Tnf/m
2	a	0.388 m	Kx	21.16 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	21.16 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	45.73 Tnf/m
2'	a	0.434 m	Kx	23.67 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.67 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	51.15 Tnf/m
2"	a	0.411 m	Kx	22.41 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.41 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	48.44 Tnf/m
3	a	0.388 m	Kx	42.32 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	42.32 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	91.45 Tnf/m
3'	a	0.434 m	Kx	47.33 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	47.33 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	102.30 Tnf/m
3"	a	0.411 m	Kx	44.82 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	44.82 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	96.88 Tnf/m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El pre - dimensionamiento satisface el análisis de estabilidad (seguridad contra volteo, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto) realizado, considerando los factores de seguridad detallados anteriormente, de esta forma, teóricamente se garantiza un correcto funcionamiento estructural del muro de contención

4.4.3.6. Asentamiento Elástico

Una vez realizado el modelamiento estructural del muro de contención, incluyendo la colocación de springs a través del coeficiente de balasto en el software SAP2000 V.20.2, se procedió a calcular los asentamientos en todos los puntos discretizados en la zapata del muro de contención, teniendo como resultado un asentamiento máximo para un muro con contrafuertes H = 6.00 m. de 0.033544 m. en la dirección 3-3.

El detallamiento de todos los valores obtenidos del software se adjuntarán en el Anexo 02 según corresponda al tipo de muro y a su altura correspondiente.

4.4.4. Muro con Contrafuerte H=9.50 m

4.4.4.1. Dimensiones Adoptadas

Las dimensiones que se muestran a continuación, son el resultado del proceso de tantear dimensiones hasta que los muros cumplan con el análisis de estabilidad (factor de seguridad contra deslizamiento, volteo y deslizamiento), además de verificar la correcta distribución de deformaciones, fuerzas y momentos (López Gonzales, 2017).

- Altura Total **H** = 9.50 m
- Profundidad medida al nivel Superior de Cimentación. **h** = 0.50 m
- Profundidad de Desplante **Df** = 1.45 m
- Longitud de Muro **L** = 9.00 m
- Longitud de Acción de Sobrecarga **Ls** = 5.75m

✓ **<u>Pantalla</u>**

- Espesor en Corona de Pantalla **t1** = 0.25 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Espesor en Base de Pantalla **t2** = 0.60 m
- Altura de Pantalla **Hp** = 8.55 m

✓ **Zapata**

- Ancho de Zapata **B** = 6.75 m
- Punta de Zapata **Bp** = 0.75 m
- Talón de Zapata **Bt** = 5.40 m
- Peralte de Zapata **Hz** = 0.95 m

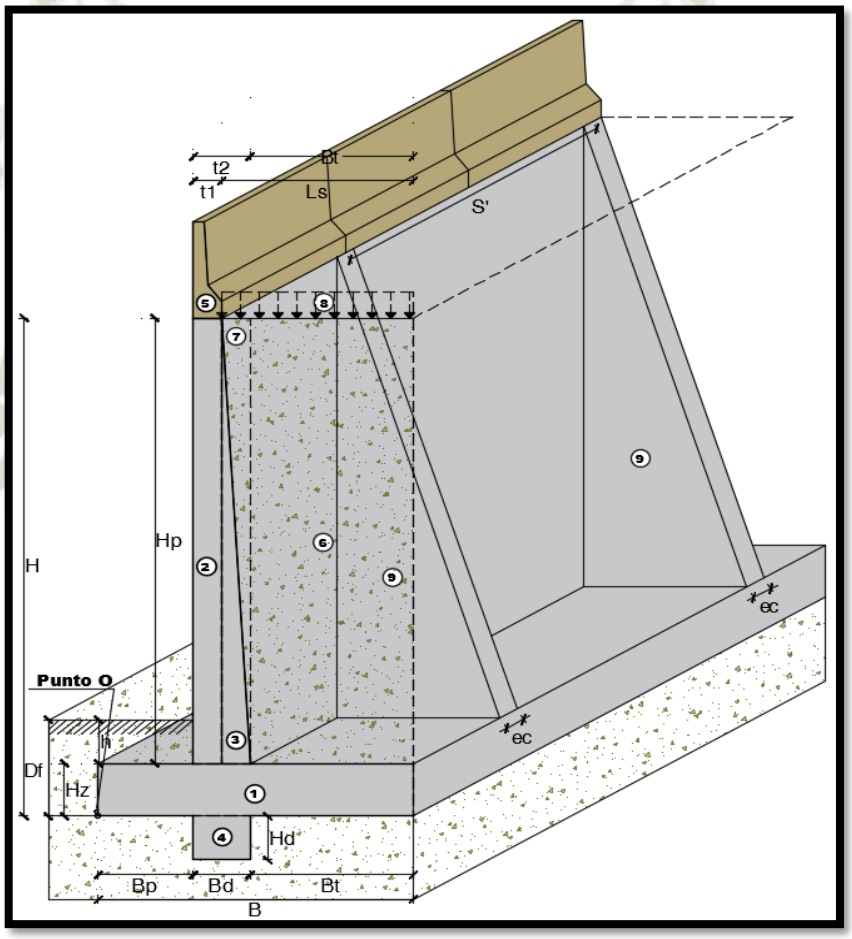


Figura N° 34 : Esquema de análisis de estabilidad – Muro con contrafuertes H =9.50

Fuente: Elaboración propia

4.4.4.2. Cargas Actuantes y Resistentes

✓ **Peso Propio:**

- **Elemento 01 : Zapata**

Wzapata = Hz*B* γc*S'= 0.95 *6.75*2.40*3.00 = **46.170 tnf.**

Brazo= B/2 = 9.50/2 = **3.375 m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Elemento 02: Pantalla Rectangular**

  Wp.rect. = t1*Hp* γc *S'= 0.25 *8.55*2.40*3.00 = **15.390 tnf**

  Brazo= Bp+t1/2 = 0.75+ 0.25/2 = **0.875 m**

- **Elemento 03: Pantalla Triangular**

  Wp.tria. =S'* γc *((t2-t1)*Hp)/2 = 3.00*2.4*(0.60-0.25)*8.55/2 = **10.773 tnf**

  Brazo=Bp+t1+ (t2-t1)/3 = 0.75+0.25+(0.60-0.25)/3 = **1.117 m**

- **Elemento 05: New Jersey**

  Wnj = 0.462 tnf * S' = 0.462*3=**1.386 tnf**

  Brazo=Bp+t1/2= 0.75+0.25/2 = **0.875 m**

✓ **Peso Suelo Relleno:**

- **Elemento 06: Suelo Relleno Rectangular**

  Ws.rect. = γ *Hp*Bt*(S'-ec/2) = 1.75*8.55*5.40*(3.0-0.2/2) = **234.313 tnf**

  Brazo=Bp+t2+Bt/2 = 0.75+0.60+5.40/2 = **4.050 m**

- **Elemento 07: Suelo Relleno Triangular**

  Ws.tria. =S'* γ*(t2-t1)*Hp/2 = 3.0*1.75*(0.60-0.25)*8.55/2 = **7.855 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ (t2-t1)*2/3 = 0.30+0.25+(0.25-.25)*2/3 = **0.550 m**

- **Elemento 09: Contrafuerte**

  Ws.tria. = ((Bt+t2-t1)*Hp/2)*ec* γc = ((5.40+0.60-0.25)*8.55/2)*0.2*2.40= **11.799 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ (B-Bp-t1)/3 = 0.75+0.25+(6.75-0.75-0.25)/3 = **2.917 m.**

✓ **Peso Sobrecarga:**

- **Elemento 08: Sobrecarga Vehicular**

  Ws/c = S/C*LS*S'= 0.5*5.75*3.00 = **8.625 tnf**

  Brazo= Bp+t1+ Ls/2 = 0.75+5.75+1.45/2 = **3.875 m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 33 : Fuerzas actuantes y resistentes – Muro con contrafuerte H=9.50m

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripción
1	46.170	↓	3.375	155.824	↷	Zapata
2	15.390	↓	0.875	13.466	↷	Pantalla Rectangular
3	10.773	↓	1.117	12.030	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↷	Dentellón
5	1.386	↓	0.875	1.213	↷	New Jersey
6	234.313	↓	4.050	948.967	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	7.855	↓	1.233	9.688	↷	Suelo Relleno Triangular
8	8.625	↓	3.875	33.422	↷	Sobrecarga
9	11.799	↓	2.917	34.414	↷	Contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

✓ **Empuje Activo:**

E. Activo = γr*H^2*Ka/2*S' = 1.75*9.50^2*0.301/2*3.00 =**71.305 tnf**

Brazo= H/3 = 9.50/3 = **3.167 m**

✓ **Empuje Pasivo:**

E. Pasivo =S'* (γ*Kp*Df)*Df/2 = 3.00*1.75*3.322*1.45*1.45/2 = **18.337 tnf**

Brazo= Df/3 = 1.45/3 = **0.483 m**

✓ **Empuje Sobrecarga:**

E. Sobrecarga = Ka*H*S/C*S' = 0.301*9.50*0.5*3.00 = **4.289 tnf**

Brazo= H/2 = 9.50/2 = **4.750 m**

✓ **Incremento Dinámico del Empuje Activo:**

- Coeficiente Sísmico Horizontal

  Csh = 0.5*Z = 0.5 * 0.35 = **0.175**

- Coeficiente Sísmico Vertical

  Csv = 0.7*Csh = 0.7 * 0.175 = **0.1225**

- $\theta = arctan\left(\frac{C_{sh}}{1-C_{sv}}\right)$ = arctan (0.175/ 1-0.1225) = **11.28°**

- Angulo de Fricción S. Relleno – Muro **δ= 21.67°**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Angulo de la cara interna del muro **ψ = 87.66°**
- Angulo de la Inclinación del Terreno **β = 0.00°**
- Coeficiente de Presión Dinámica Activa **(Kas)**

$$K_{as} = \frac{sen^2(\psi + \emptyset - \theta)}{cos\theta . sen^2\psi . sen(\psi - \delta - \theta).\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\emptyset + \delta).sen(\emptyset - \beta - \theta)}{sen(\psi - \delta - \theta).sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

Kas = **0.438**

- Incremento Dinámico del Empuje Activo

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}.\gamma.H^2\right).(K_{as} - K_a).(1 - C_{sv})$$

ΔDE_a = **28.425 tnf**

Brazo = H*2/3 = 9.50*2/3 = **6.333 m**

✓ **Fuerza de Fricción:**

F.f = ∑ F.Verticales * μ

F.f=(46.17+15.39+10.773+0.00+1.386+234.313+7.855+8.625+11.799)*0.4

F.f = 133.608 tnf

Tabla N° 34 : Incremento dinámico del empuje activo – Muro con contrafuerte H=9.50m

Incremento Dinámico del Empuje Activo		
Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno - Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	87.66 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.438

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 35 : Resumen de cargas estáticas y dinámicas – Muro con contrafuerte H=9.50m

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	71.305	←	3.167	225.798	↶
E. Pasivo	18.337	→	0.483	8.863	↷
E. Sobrecarga	4.289	←	4.750	20.373	↶
Incremento Dinámico del E. Activo	28.425	←	6.333	180.024	↶
Fricción	133.608	→			

Fuente: Elaboración propia

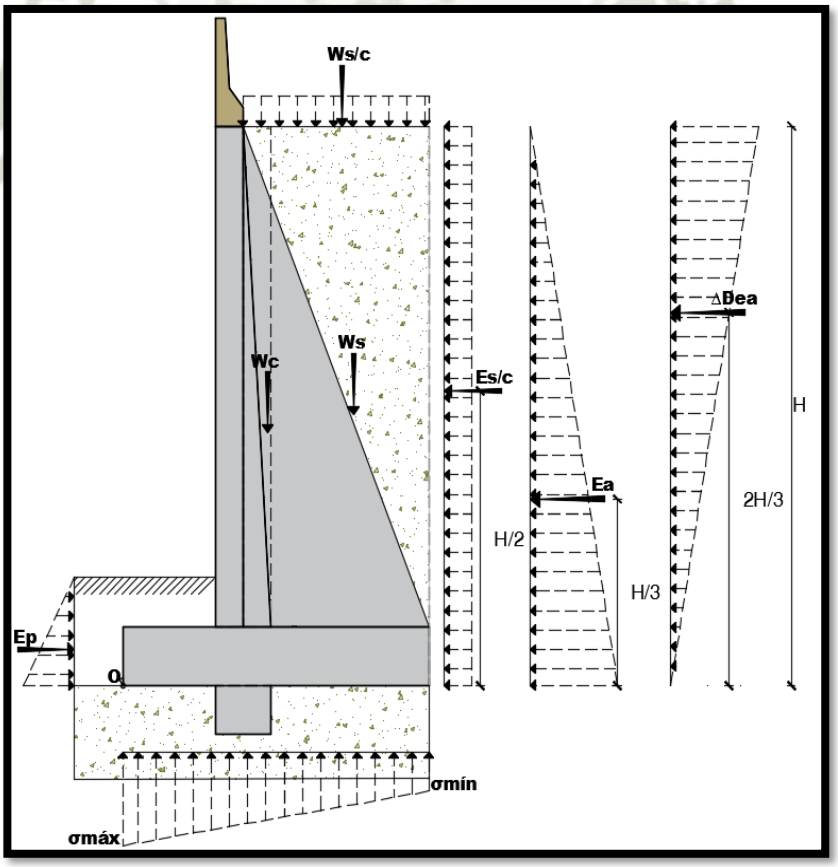


Figura N° 35 : Esquema de esfuerzos y presiones – Muro contrafuertes H = 9.50 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.4.4.3. Verificación por Deslizamiento, Volteo y Presiones de Contacto

✓ **1° CASO: Condiciones Estáticas**

- **Fuerzas Actuantes**

  ∑ **Fa=** E. Activo + E. Sobrecarga = 71.305 +4.289 = **75.594 tnf**

- **Fuerzas Resistentes**

  ∑ **Fr=** E. Pasivo + Fricción+ (0.5*c*B) = 18.337+133.608= **151.945 tnf**

- **Momentos Actuantes**

  ∑ **Ma=** M.E. Activo + M.E. Sobrecarga = 225.798 +20.373 = **246.171 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

  ∑ Mr=M.Elemento01+M.Elemento 02+…+M.Elemento09 +M.E.Pasivo

  ∑Mr=155.824+13.466+12.030+0.00+1.213+948.967+9.688+33.422 +34.414+8.863

  ∑ **Mr= 1217.886 tnf.m**

✓ **2° CASO: Condiciones Dinámicas**

- **Fuerzas Actuantes**

  ∑ **Fa=** E. Activo+Inc.DinámicoE.Activo = 71.305+28.425 = **99.730 tnf**

- **Fuerzas Resistentes**

  ∑ **Fr=** E. Pasivo + Fricción+ (0.5*c*B) = 18.337 + 133.608 = **151.945 tnf**

- **Momentos Actuantes**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

∑ **Ma=** M.E. Activo + M.I.Din.E.Act. = 225.798 +180.024 = **405.822 tnf.m**

- **Momentos Resistentes**

∑Mr=M.Elemento01+M.Elemento02+…+M.Elemento 07+ M.Elemento 09+ M.E.Pasivo

∑Mr=155.824+13.466+12.030+0.00+1.213+948.967+9.688+34.414 +8.863

∑ **Mr= 1184.464 tnf.m**

Tabla N° 36 : Fuerzas y momentos – Muro con contrafuerte H=9.50m

FUERZAS Y MOMENTOS		
1° CASO		
Condiciones Estáticas		
∑ Fa=	75.594	Tnf
∑ Fr=	151.954	Tnf
∑ Ma=	246.171	Tnf.m
∑ Mr=	1217.886	Tnf.m
2° CASO		
Condiciones Sísmicas		
∑ Fa=	99.73	Tnf
∑ Fr=	151.945	Tnf
∑ Ma=	405.822	Tnf.m
∑ Mr=	1184.464	Tnf.m

Fuente: Elaboración propia

✓ **Verificaciones**

1° CASO: Condiciones Estáticas 2° CASO: Condiciones Dinámicas

- Por Deslizamiento

$$FSD = \frac{\sum Fr}{\sum Fa} \geq 1.5 \qquad FSD = \frac{\sum Fr}{\sum Fa} \geq 1.25$$

- Por Volteo

$$FSV = \frac{\sum Mr}{\sum Ma} \geq 1.5 \qquad FSV = \frac{\sum Mr}{\sum Ma} \geq 1.25$$

- Presiones de Contacto

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)} \qquad Xr = \frac{(Me - Mv)}{(\sum F.Vert)}$$

$$e_{máx} = \frac{B}{6} \qquad e_{máx} = \frac{B}{6}$$

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx} \qquad e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr\right) \leq e_{máx}$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 + \frac{6.e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right) \qquad \sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B}.\left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right)$$

Tabla N° 37 : Resumen de análisis de estabilidad – Muro con contrafuerte H=9.50m

	1° Caso: Condiciones Estáticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular				2° Caso: Condiciones Dinámicas Empuje de Suelo + Sismo			
II.c.1. Verificación por Deslizamiento								
Fuerza Actuante	∑ Fa=	75.59	Tnf		∑ Fa=	99.73	Tnf	
Fuerza Resistente	∑ Fr=	151.94	Tnf		∑ Fr=	151.94	Tnf	
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.01	OK!		FSD =	1.52	OK!	
II.c.2. Verificación por Volteo								
Momento Actuante	∑ **Ma**=	246.17	Tnf.m		∑ **Ma**=	405.82	Tnf.m	
Momento Resistente	∑ Mr=	1209.02	Tnf.m		∑ Mr=	1184.46	Tnf.m	
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.91	OK!		FSV =	2.92	OK!	
II.c.3. Verificación de Presiones								
	Xr =	2.86	m		Xr =	2.38	m	
	B/6 =	1.13	m		B/6 =	1.13	m	
Excentricidad	e' =	0.51	OK!		e' =	1.00	OK!	
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	2.33	kg/cm2		σ1 =	2.94	kg/cm2	
	σ2 =	0.87	kg/cm2		σ2 =	0.17	kg/cm2	
	σmáx =	2.33	kg/cm2		σmáx =	2.94	kg/cm2	

Fuente: Elaboración propia

4.4.4.4. Cálculo de la capacidad portante del Suelo

✓ **Parámetros de la Cimentación**

- Ancho de Zapata **B** = 6.75 m
- Ancho Efectivo de Zapata (B'=B-2*ex) **B'** = 5.73 m
- Longitud de Cimentación **L** = 9.00 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Profundidad de Desplante **Df** = 1.45 m

✓ **<u>Ecuación general de la capacidad de carga</u>**

- Factores de Capacidad de Carga para la Teoría de Meyerhof. *(Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones - Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6)*
  - **Nc** = 37.020 *(Reissner)*
  - **Nq** = 24.585 *(Prandtl)*
  - **N γ** = 32.598 *(Vesic)*
- Factores de Forma (De Beer 1970) **(Anexo 02)**
  - **Fcs** = 1.498
  - **Fqs** = 1.478
  - **F γs** = 0.700
- Factores de Profundidad (Hansen 1970) - Df/B = 0.21 **(Anexo 02)**

  <u>Primer Caso = Df/B < 1</u> <u>Segundo Caso = Df/B > 1</u>
  - **Fcd** = 1.061 **Fcd** = 2.303
  - **Fqd** = 1.059 **Fqd** = 2.250
  - **F γd** = 1.000 **F γd** = 1.000
- Capacidad de carga última ante carga excéntrica – excentricidad en un sentido

$$q_{últ} = c'NcFcsFcdFci + qNqFwsFwdFqi + \frac{1}{2}\gamma B'N\gamma F\gamma sF\gamma dF\gamma i$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 211.920\ Tnf/m2}$$

$$\boldsymbol{q_{últ} = 21.192\ kg/cm2}$$

✓ Verificación de esfuerzos con respecto al esfuerzo admisible

<u>1° CASO</u>: Condiciones Estáticas <u>2° CASO</u>: Condiciones Dinámicas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$$

$$q_{últ} = 9.131\ kg/cm2$$

$$FS_{cap.portante} = 3$$

$$\sigma_{adm} = 7.06\ kg/cm2$$

$$\boldsymbol{\sigma_{máx} = 2.33\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{mín} = 0.87\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$$

$$q_{últ} = 9.131\ kg/cm2$$

$$FS_{cap.portante} = 2$$

$$\sigma_{adm} = 10.60\ kg/cm2$$

$$\boldsymbol{\sigma_{máx} = 2.94\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{mín} = 0.17\ kg/cm2 \leq \sigma_{adm} \ldots ok}$$

4.4.4.5. Cálculo de SPRINGS en la Zapata (Anexo 02)

✓ Calculo del Coeficiente de Balasto (Kb)

- $K_b \leq \frac{E_s}{B(1-v^2)}$ *Coeficiente de Balasto (Formula de Vesic)*
- $K_b \leq 296.82\ \frac{Tnf}{m3}$

Tabla N° 38 : Calculo del coeficiente de balasto- Muro con contrafuerte H=9.50m

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	296.82 Tnf/m3

1	a	0.525 m	Kx	9.01 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.01 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	19.48 Tnf/m
1'	a	0.475 m	Kx	8.15 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	8.15 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	17.62 Tnf/m
2	a	0.525 m	Kx	18.03 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	18.03 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	38.96 Tnf/m
2'	a	0.475 m	Kx	16.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	16.31 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	35.25 Tnf/m
2"	a	0.500 m	Kx	17.17 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	17.17 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	37.10 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3	a	0.525 m	Kx	36.05 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	36.05 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	77.91 Tnf/m
3'	a	0.475 m	Kx	32.62 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	32.62 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	70.49 Tnf/m
3"	a	0.500 m	Kx	34.33 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	34.33 Tnf/m
	φ	32.50 °	Kz	74.20 Tnf/m

Fuente: Elaboración propia

El pre-dimensionamiento satisface el análisis de estabilidad (seguridad contra volteo, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto) realizado, considerando los factores de seguridad detallados anteriormente, de esta forma, teóricamente se garantiza un correcto funcionamiento estructural del muro de contención

Cabe indicar que se está realizando el análisis de muros de contención con Contrafuertes desde una altura H=2.00 m (Muro Tipo C) hasta una altura H=9.50 (Muro Tipo R), con intervalos de análisis de cada 0.50 m de variación en altura, los cuales se encuentran en el Anexo 03.

4.4.4.6. Asentamiento Elástico

Una vez realizado el modelamiento estructural del muro de contención, incluyendo la colocación de springs a través del coeficiente de balasto en el software SAP2000 V.20.2, se procedió a calcular los asentamientos en todos los puntos discretizados en la zapata del muro de contención, teniendo como resultado un asentamiento máximo para un muro con contrafuertes H = 9.50 m. de 0.085986 m. en la dirección 3-3.

El detalle de todos los valores obtenidos del software se adjuntarán en el Anexo 02 según corresponda al tipo de muro y a su altura correspondiente.

4.5. Modelamiento Computacional de Muros de Contención

Una vez realizado el pre dimensionamiento de los muros de contención se procederá al modelamiento de ambos muros con un software computacional, para poder realizar

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

dicho modelamiento se consideraron las características generales y las dimensiones finales de la estructura adoptada, así mismo, nos guiaremos del diagrama de flujos que se mostrará a continuación.

4.5.1. Modelamiento de Muros en Voladizo

Para el modelamiento de muros de contención en voladizo a través del software computacional antes mencionado se consideró de forma detallada las dimensiones de los elementos estructurales y cargas a las que el muro estará sometido durante toda su vida útil.

Se consideró según pre dimensionamiento sección variable en la pantalla y una zapata uniforme restringida a través de springs según corresponda a su área tributaria.

Se consideró cargas de empuje de suelos y cargas sísmicas en la pantalla del muro, mientras que en la zapata se consideraron cargas gravitacionales tales como peso del relleno y sobrecarga, para dichas cargas solo se consideró un estrato, según indica el EMS.

Para el modelo de la pantalla de sección variable y cargas variables en función de la altura u otra variable se utilizó una herramienta del software “Joint Patterns”, el proceso de la definición y asignación de estos “Joint Patterns” se muestra en el diagrama de flujos a continuación (Mora Fonseca, 2008).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.5.1.1. Diagramas de Flujo

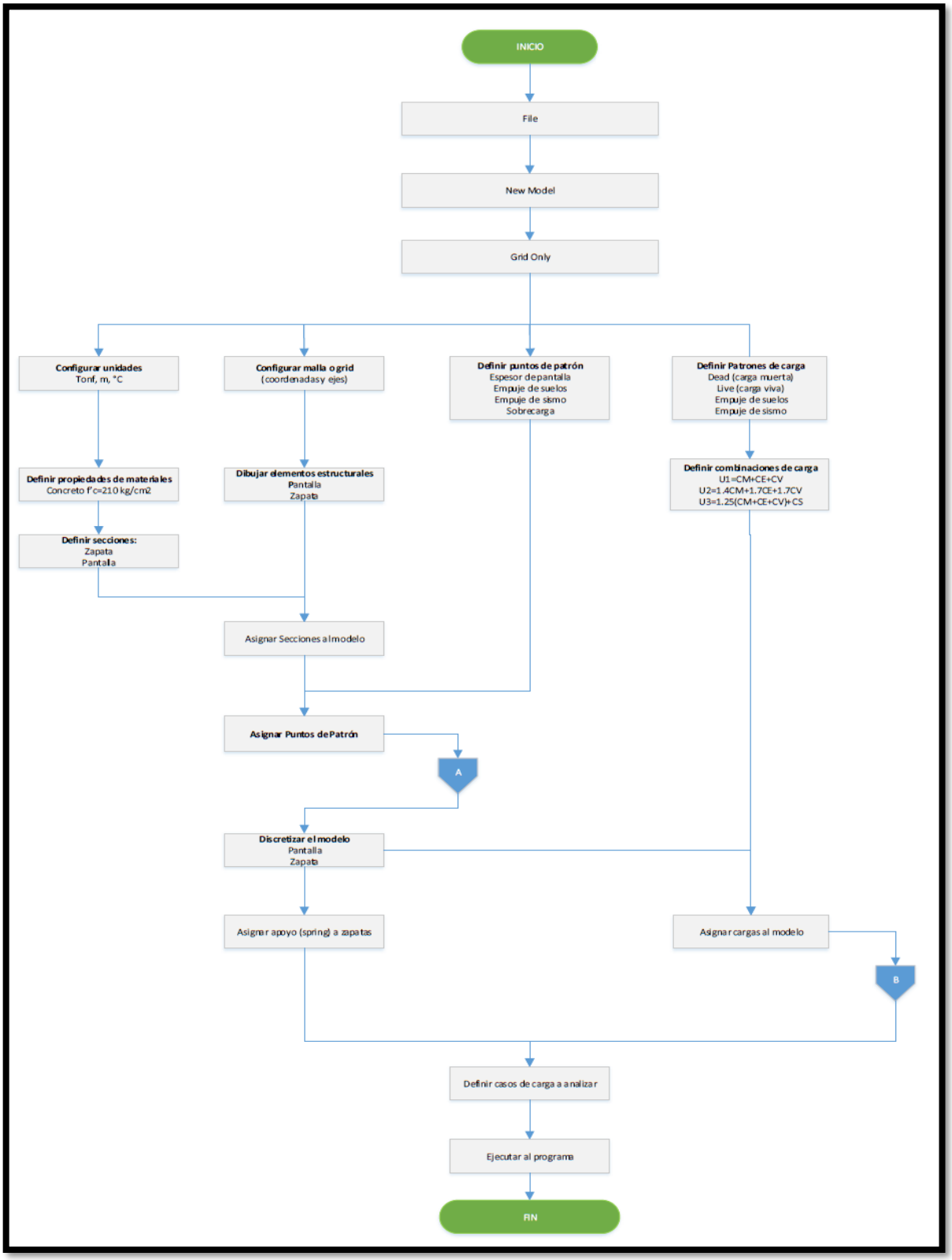


Figura N° 36 : Diagrama de flujo modelamiento de muro en voladizo - 01

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

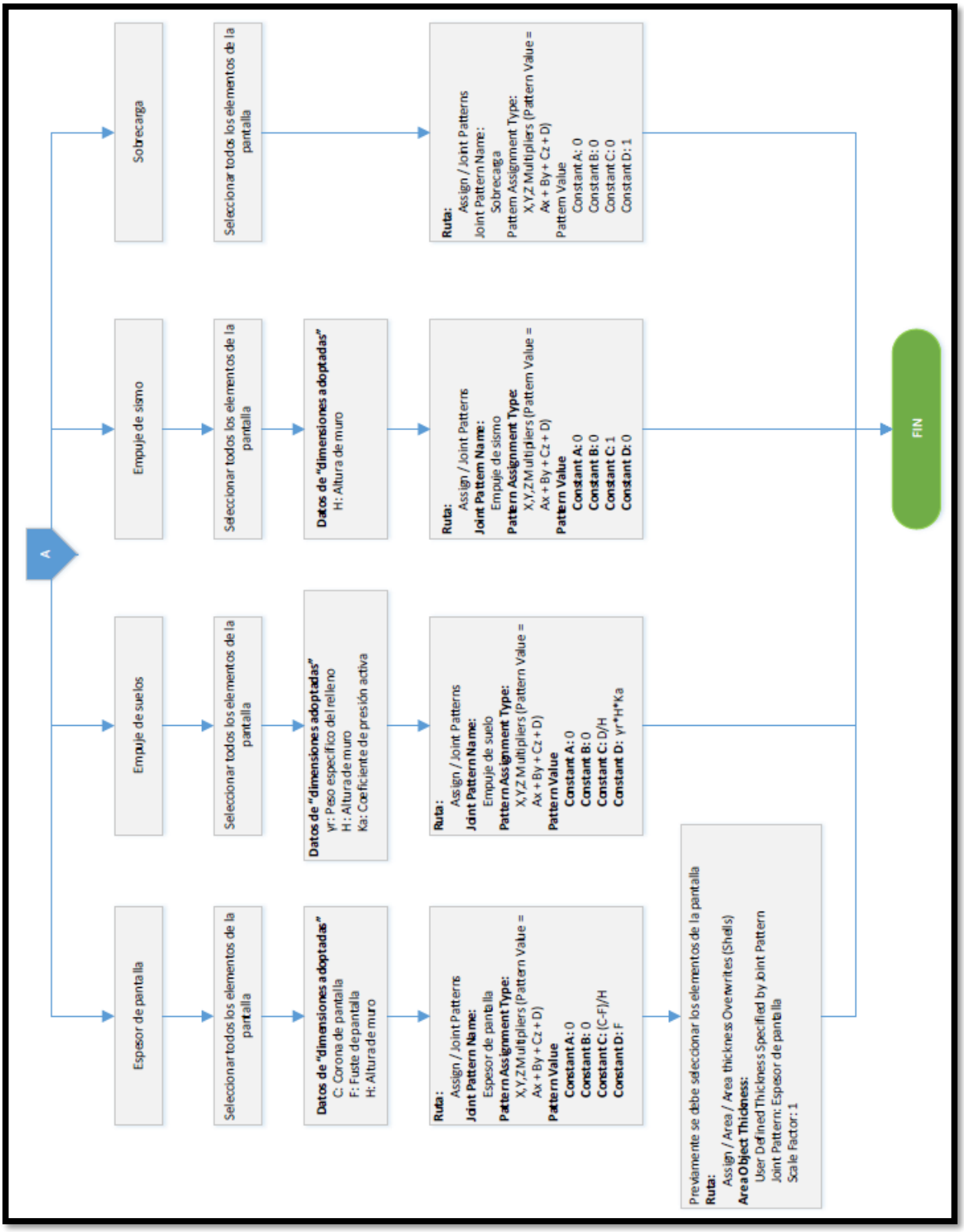


Figura N° 37 : Diagrama de flujo modelamiento de muro en voladizo - 02

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

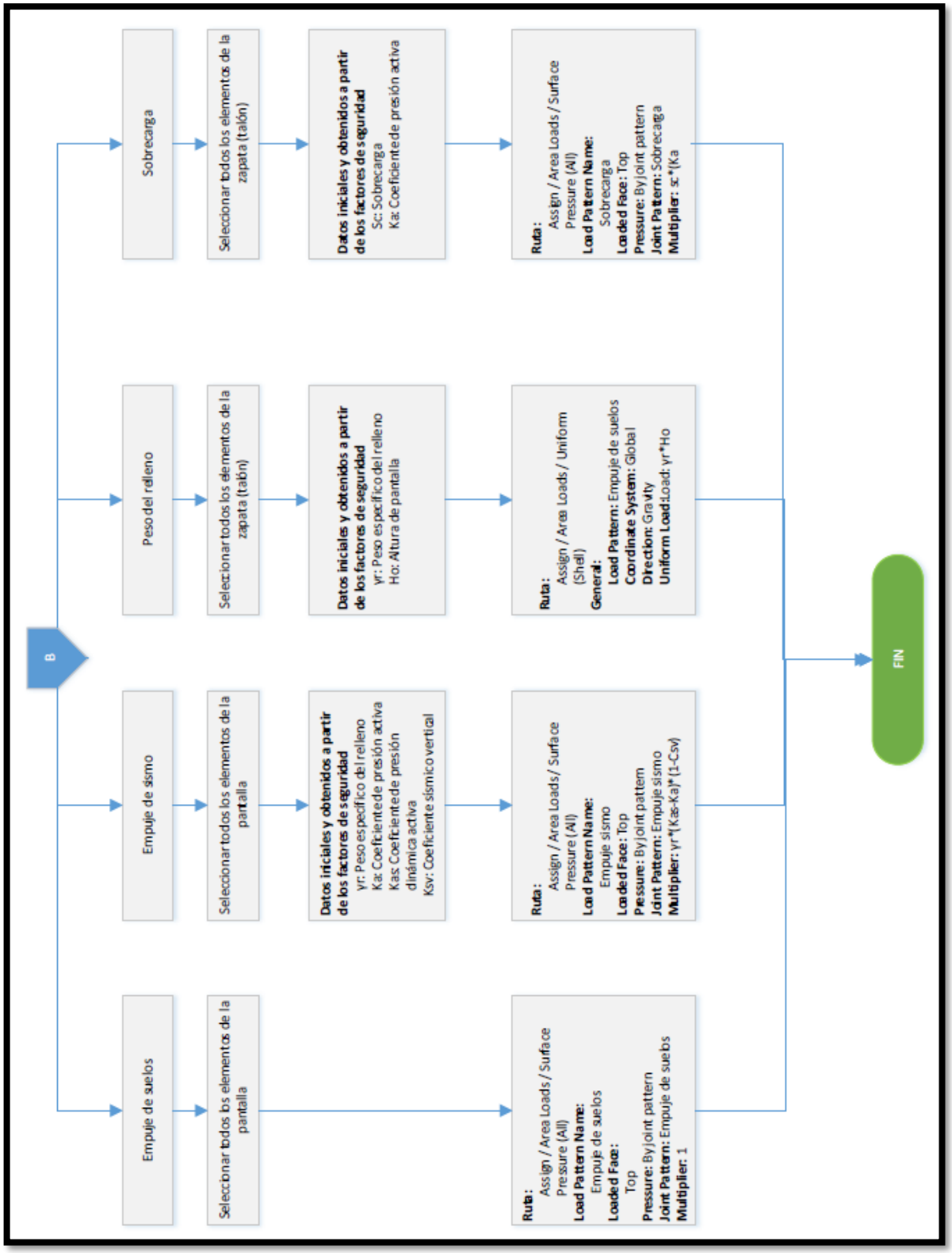


Figura N° 38 :Diagrama de flujo modelamiento de muro en voladizo - 03

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.5.1.2. Proceso de Modelamiento

Para describir el proceso a través del software de análisis estructural utilizado se tomó como referencia el muro en voladizo de H = 6.00 m de altura, el procedimiento es idéntico para las diferentes alturas y tipos de muros de contención.

A continuación, se detalla el proceso de modelamiento de los diferentes tipos de muros de contención (voladizo y con contrafuerte), para esto se tendrá en cuenta el diagrama de flujos antes mencionado, se hará un desglose especial para la discretización de los muros de contención con contrafuertes.

1. Luego de abrir el programa, seleccionamos la opción “File”
2. Una vez desglosado el menú File, seleccionamos la opción “New Model”
3. Seleccionamos la plantilla a utilizar para el modelamiento “Grid Only” (Quiroz Torres L, 2012).

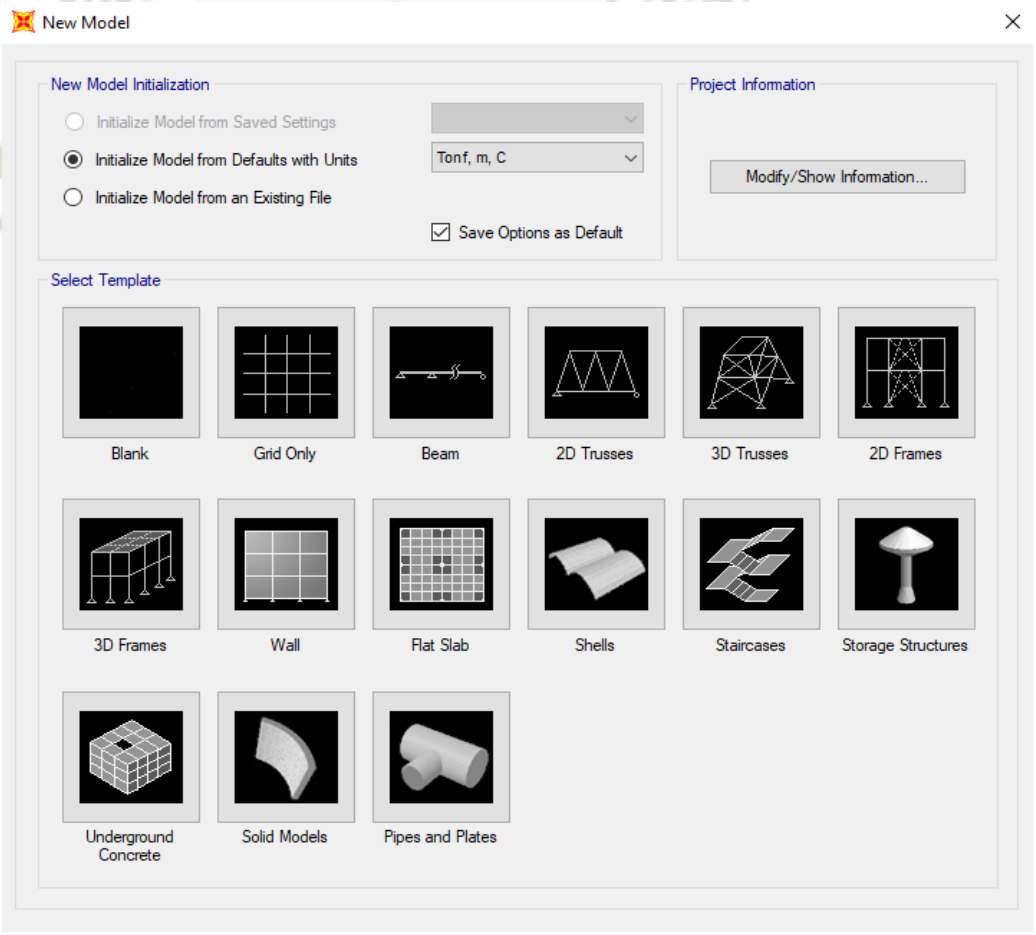


Figura N° 39 : Opciones de nuevo modelo –

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4. Seleccionamos la plantilla a utilizar para el modelamiento “Grid Only”
5. Se configura las unidades a utilizar (Tnf, m, Cº)
6. Se configura malla o grid (coordenadas y ejes) (Quiroz Torres L, 2012).

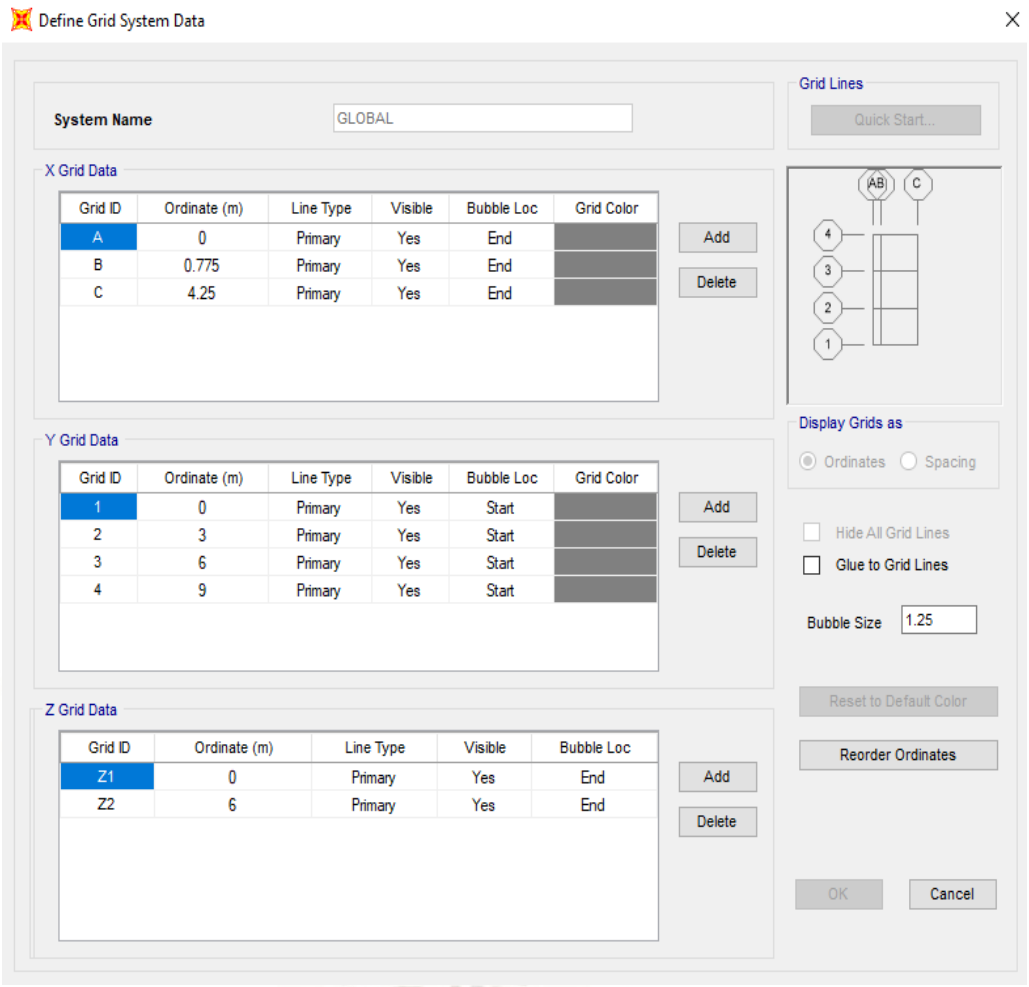


Figura N° 40 : Definición de grilla – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

7. Se define los materiales (concreto f'c = 210 kg/cm2)

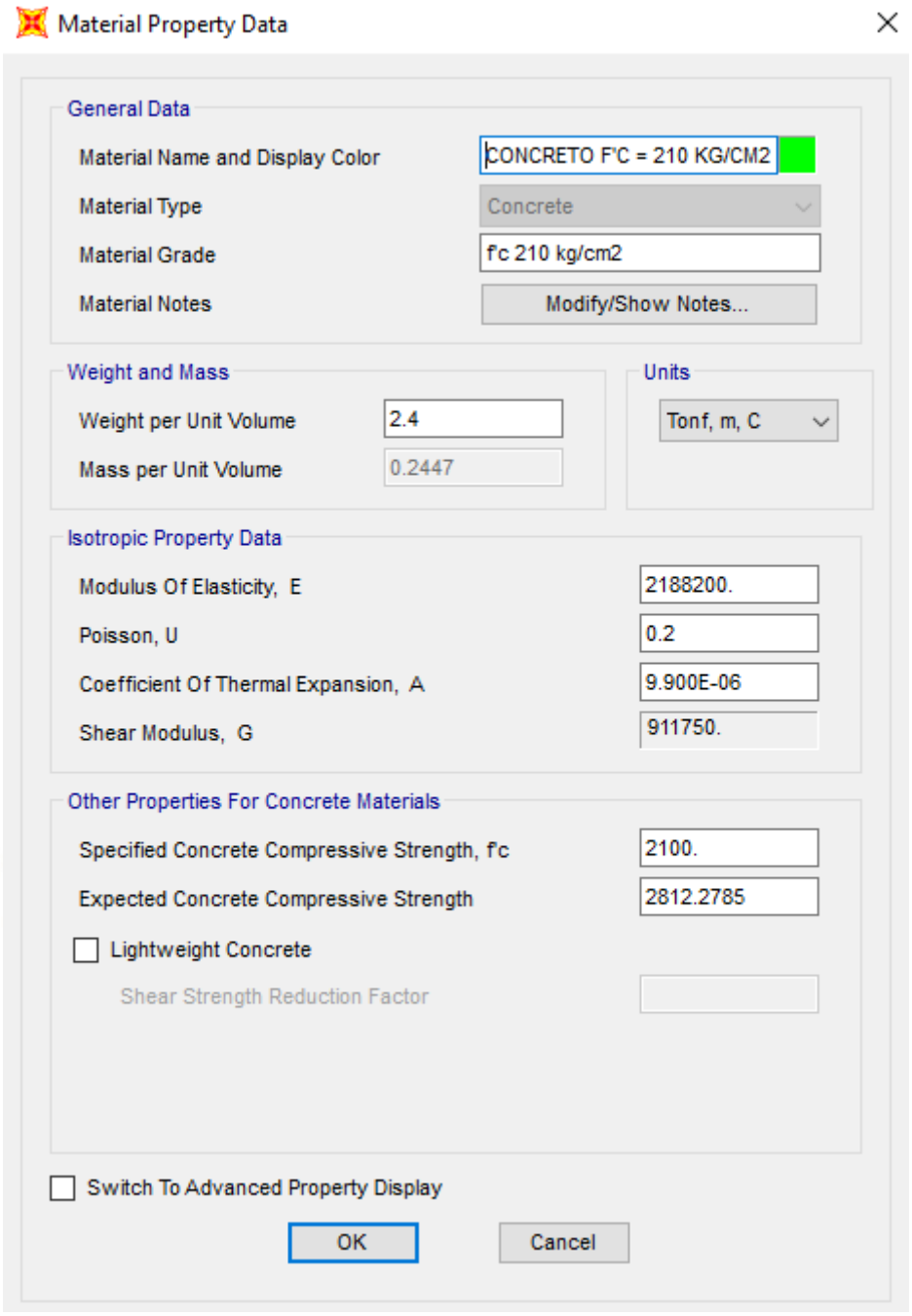


Figura N° 41 : Definición de materiales

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

8. Se definen las secciones transversales de los elementos estructurales

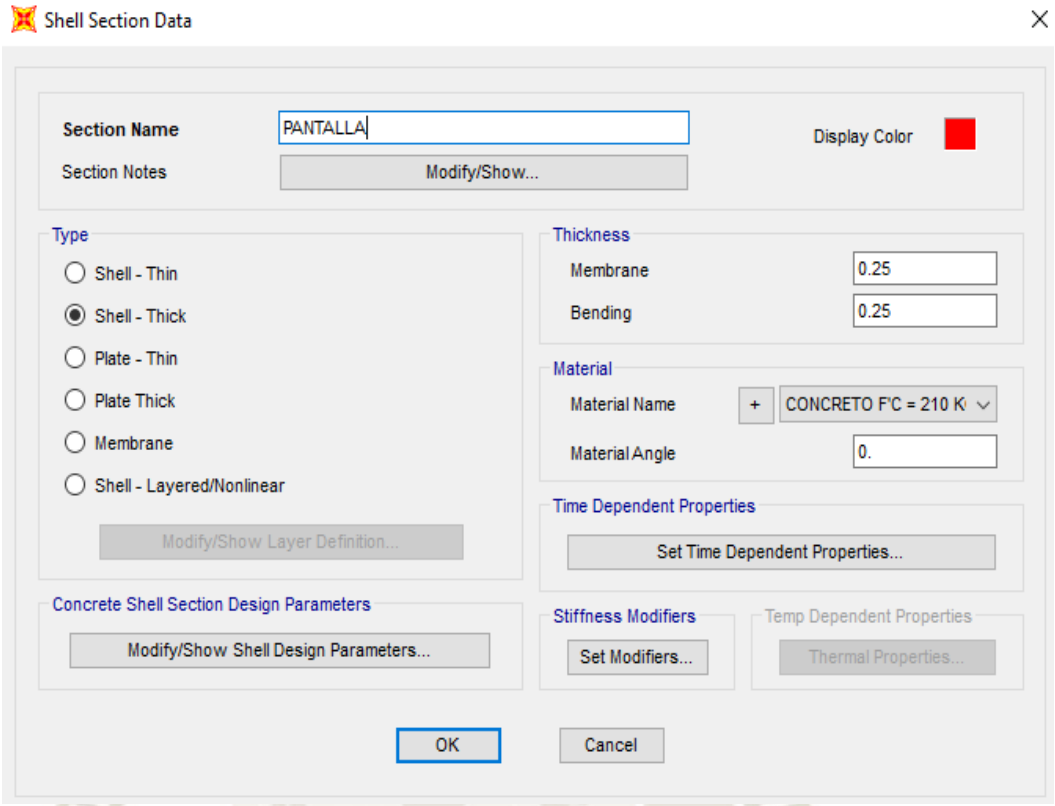


Figura N° 42 : Definición de secciones tipo área "Pantalla" –

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

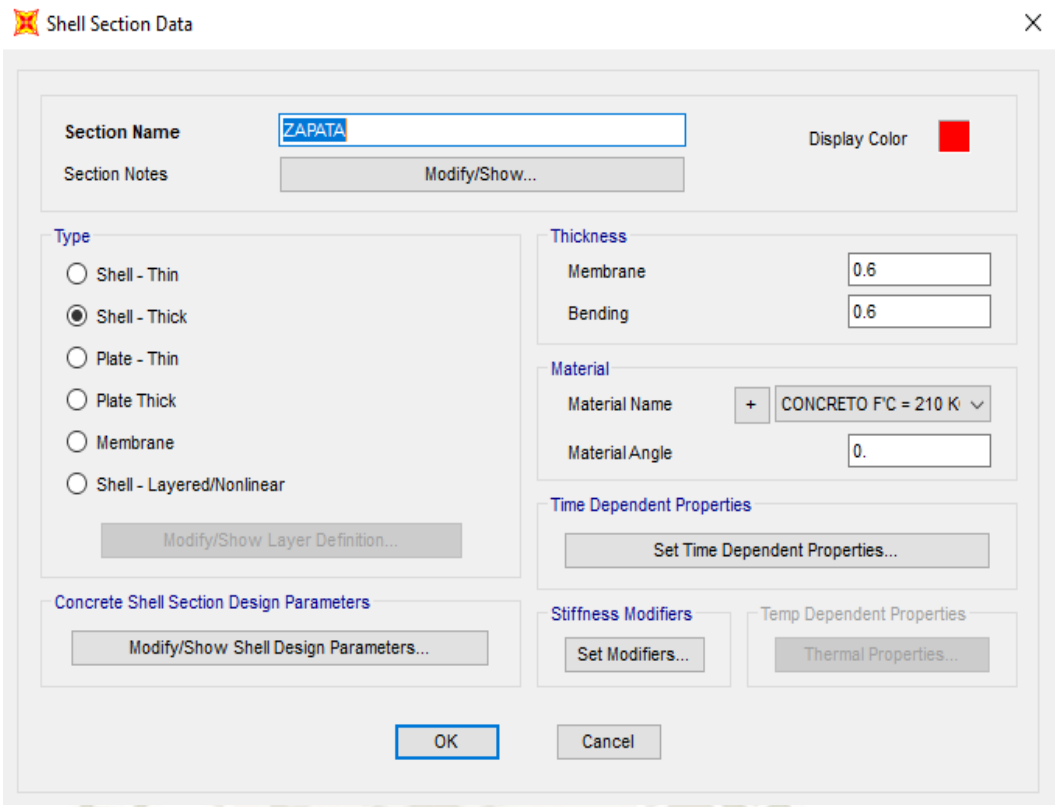


Figura N° 43 : Definición de secciones tipo área "Zapata"

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

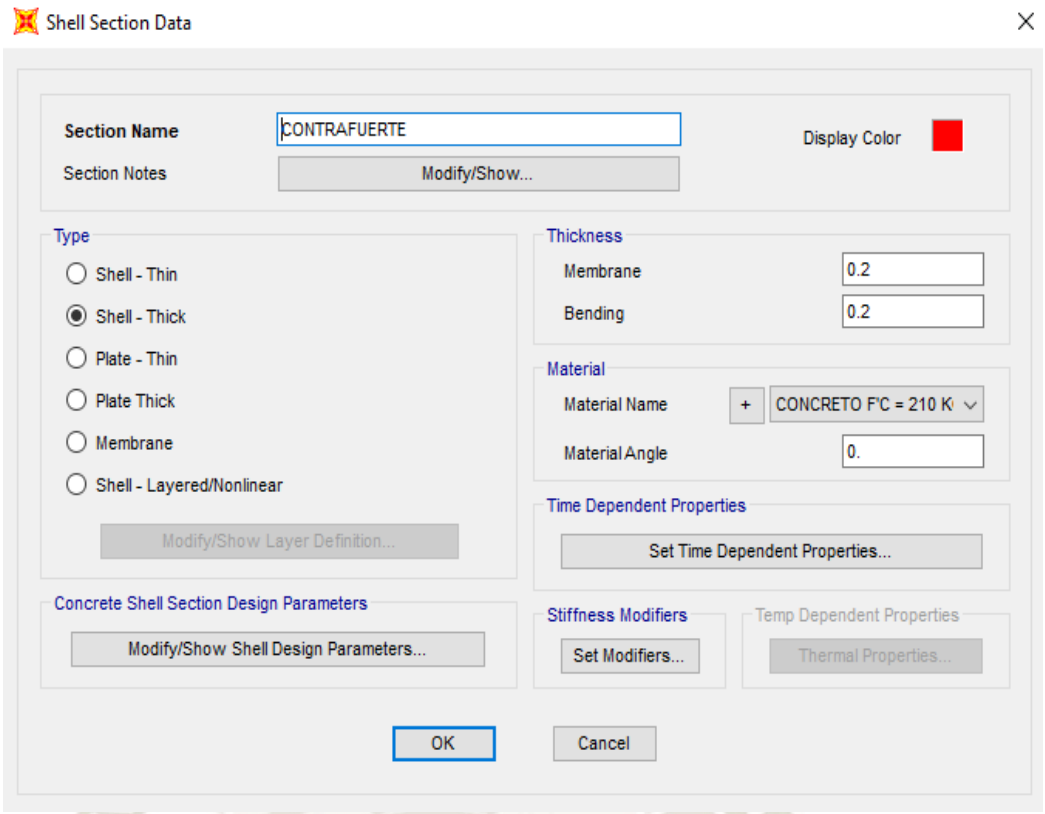


Figura N° 44 : Definición de secciones tipo área "Contrafuerte"

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

9. Se dibujan los elementos estructurales

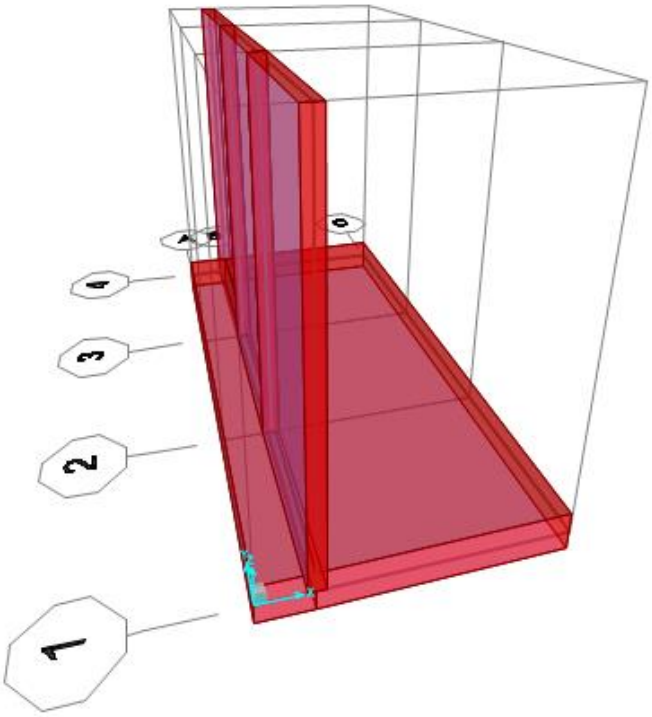


Figura N° 45 : Modelo de muro en voladizo

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

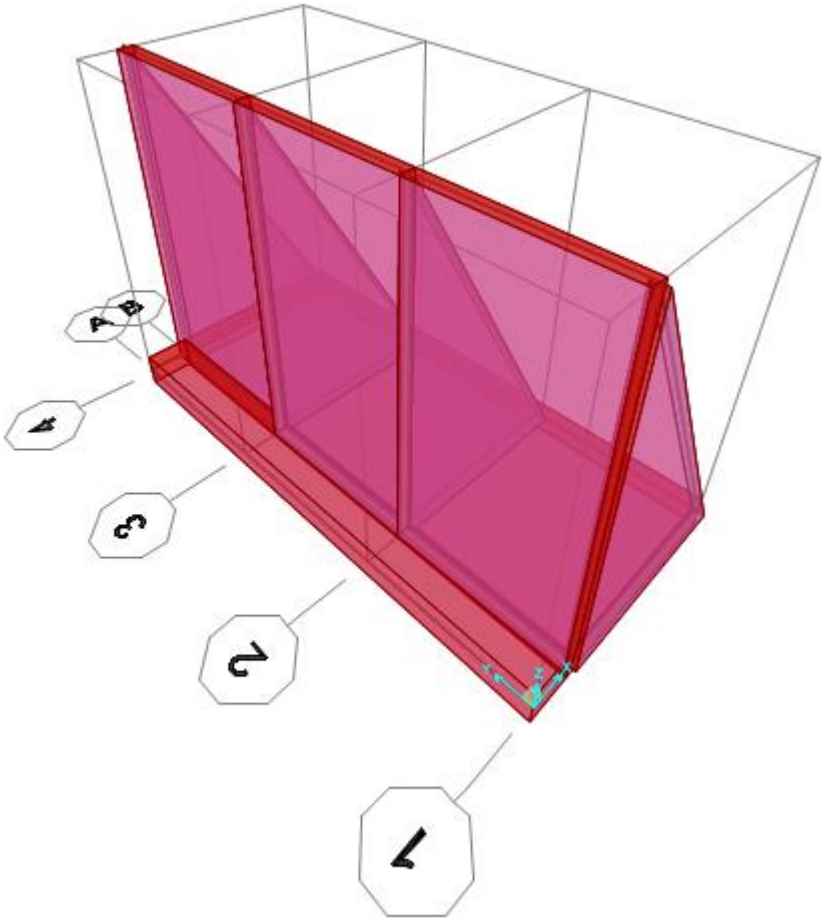


Figura N° 46 : Modelo de muro con contrafuertes – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

10. Asignación de secciones al modelo (pantalla, zapata, contrafuerte)

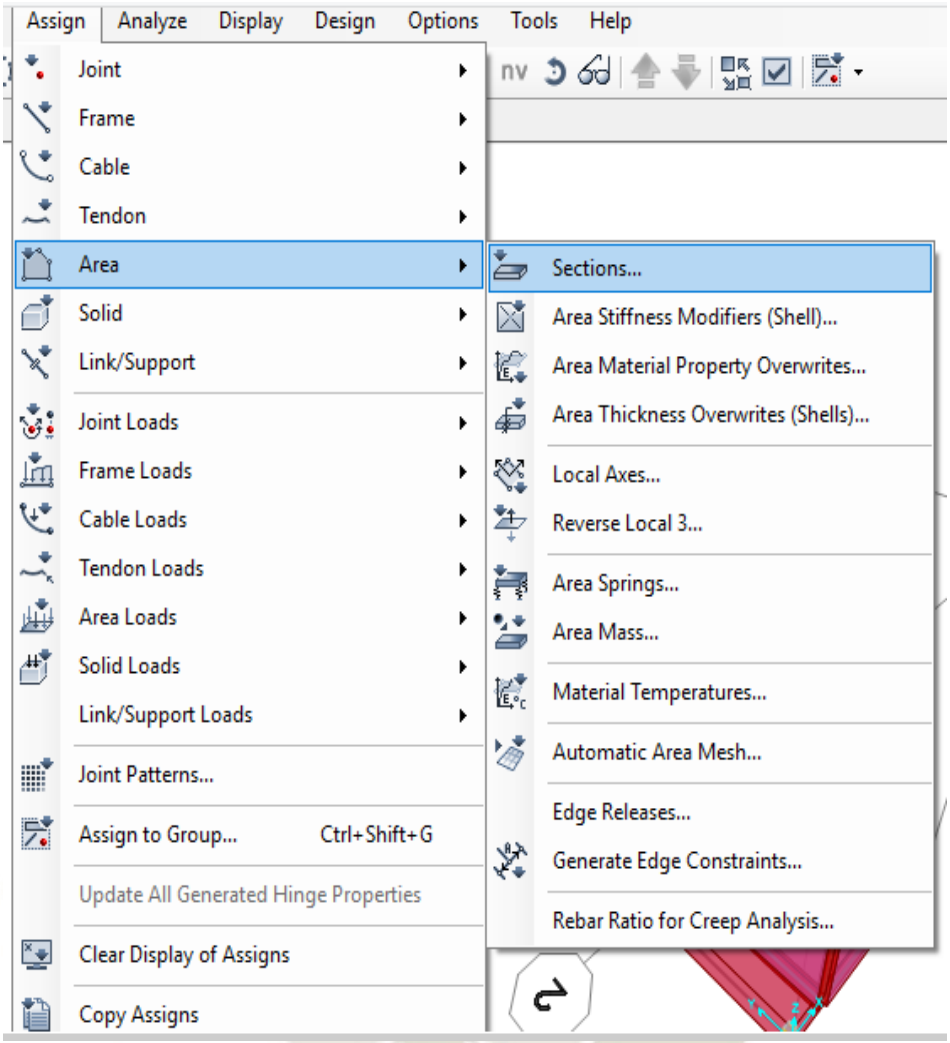


Figura N° 47 : Asignación de secciones al modelo – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

11. Definir Joint Patterns (Espesor, Empuje de Suelo, Empuje de Sismo)

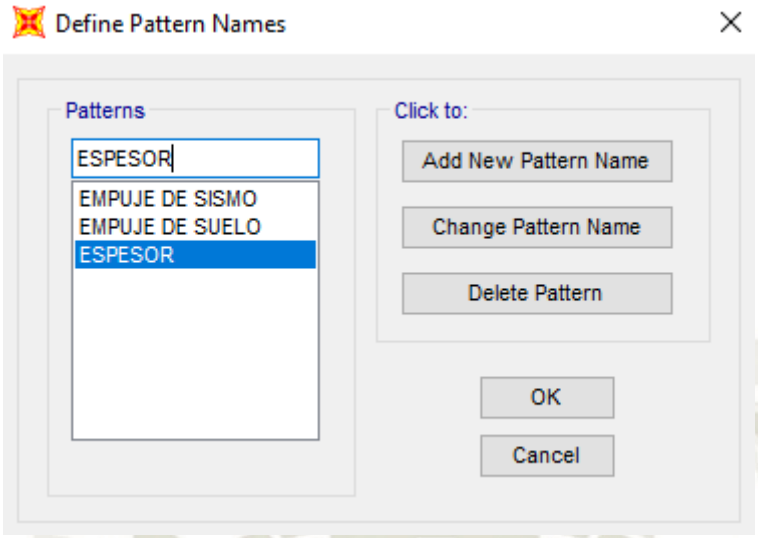


Figura N° 48 : Definición de patrón de puntos – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

12. Asignación de Joint Pattern (Espesor, Empuje de Suelo, Empuje de Sismo)

Seleccionamos los elementos de la pantalla para asignar los Joint Pattern correspondiente a "Espesor" (Quiroz Torres L, 2012).

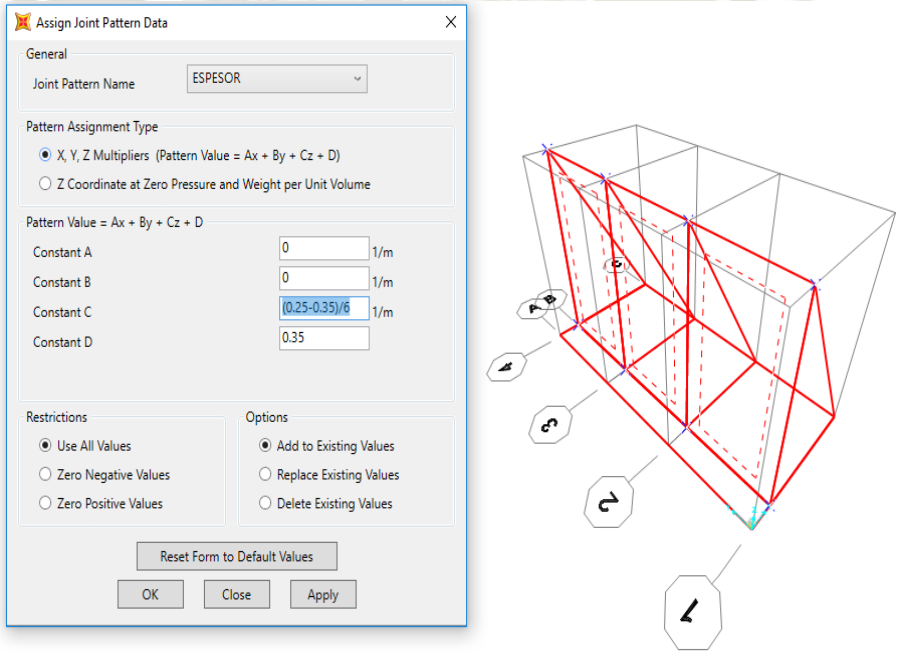


Figura N° 49 : Asignación de patrón de puntos "Espesor de pantalla" – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Seleccionamos nuevamente los elementos de la pantalla para sobrescribir el espesor definido

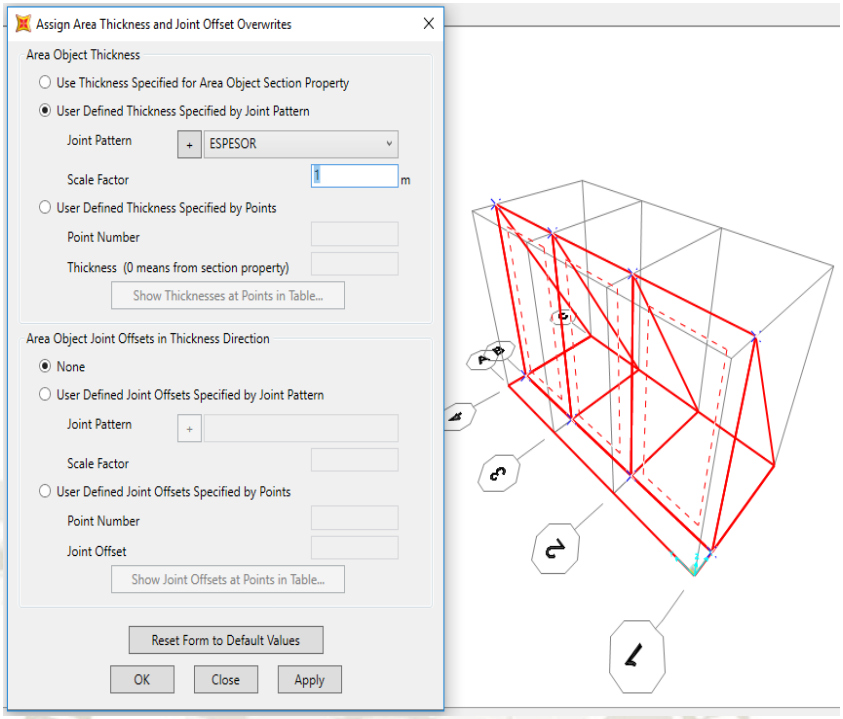
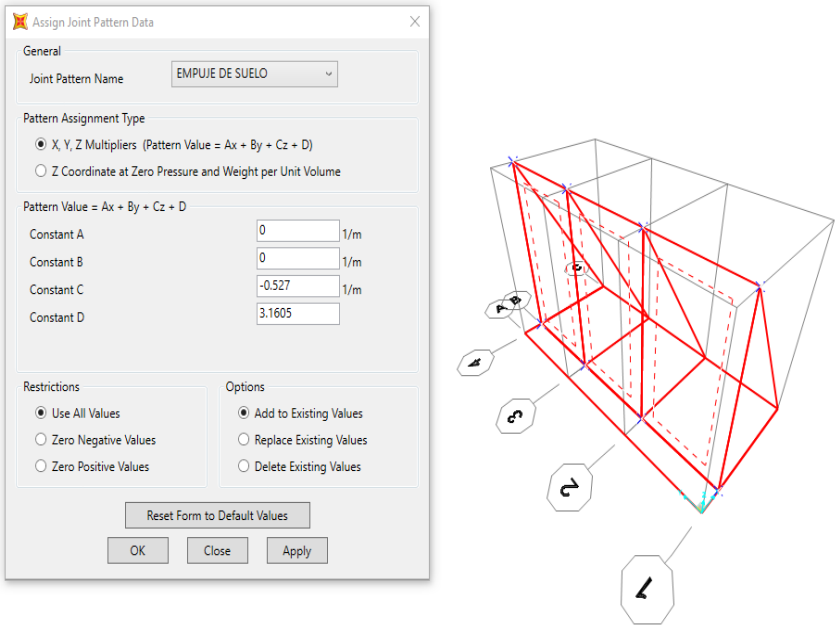


Figura N° 50 : Definición de espesor variable en pantalla – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Seleccionamos los elementos de la pantalla para asignar los Joint Pattern correspondiente a “Empuje de Suelo”



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura N° 51 : Asignación de patrón de puntos "Empuje de suelos" – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Constant C = (Valor de Constant "D" entre Altura Total)

Seleccionamos los elementos de la pantalla para asignar los Joint Pattern correspondiente a "Empuje de Sismo"

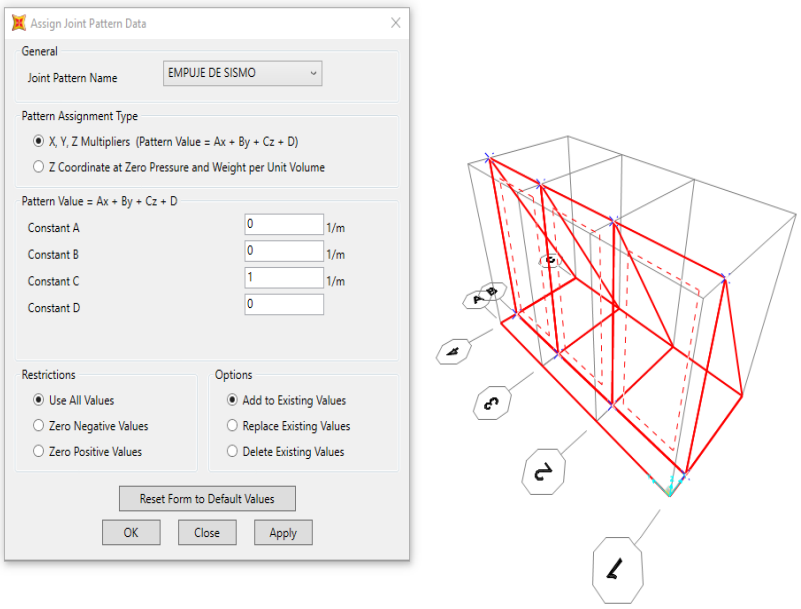


Figura N° 52 : Asignación de patrón de puntos "Empuje de sismo" – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

13. Discretización del modelo

Seleccionamos los elementos shell (incluidos los joints)

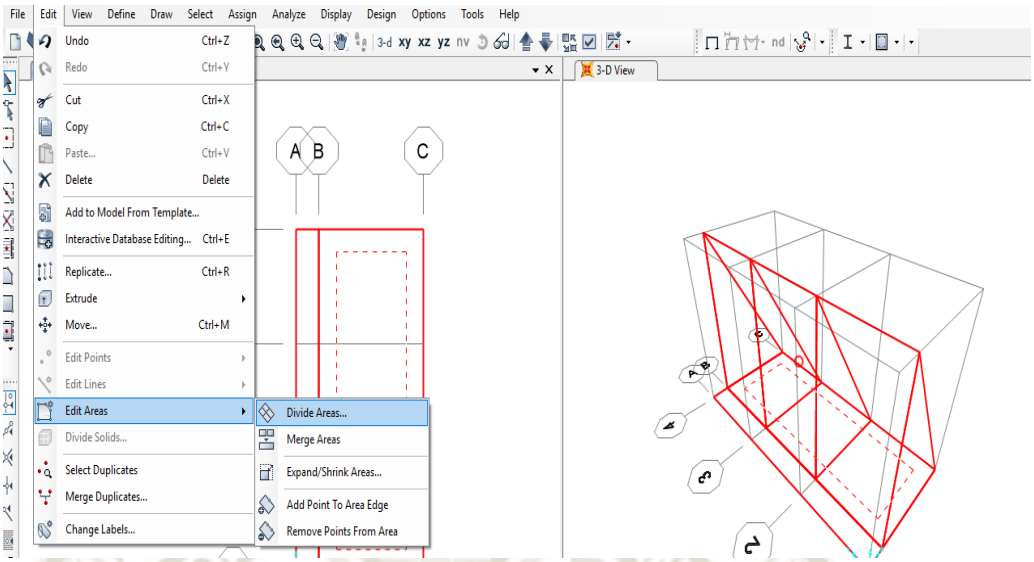


Figura N° 53 : Discretización de modelo "Zapata y pantalla" – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 201

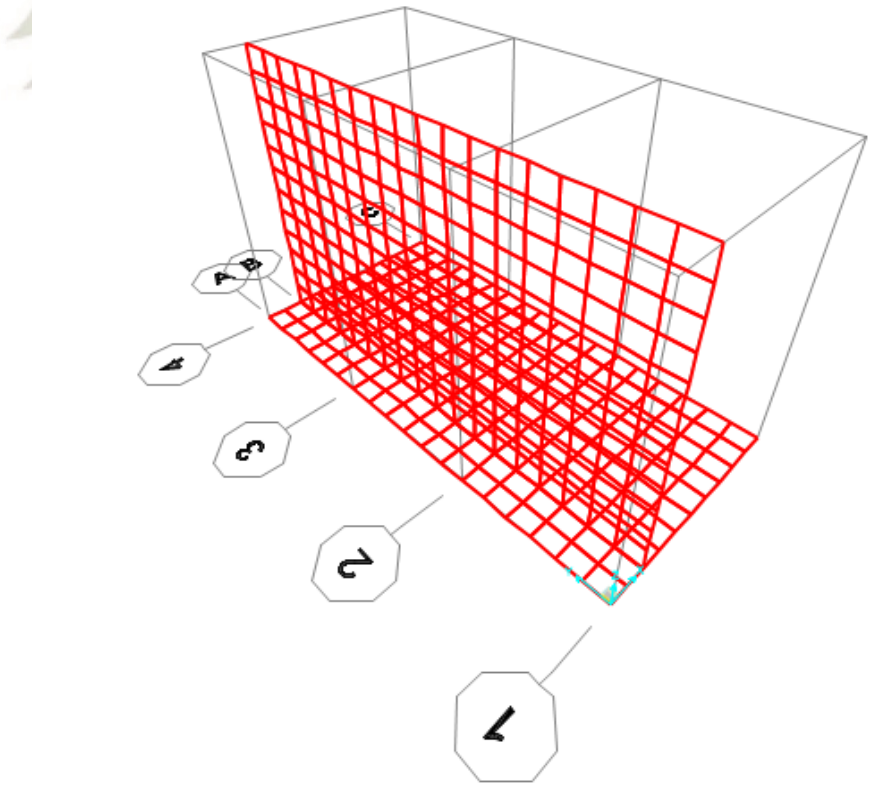


Figura N° 54 : Modelo discretizado "Zapata y pantalla" – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

*Nota: Para la discretización del muro con contrafuerte se debe tener en cuenta lo siguiente

1.- El número de Joints en la dirección vertical, luego de la discretización de la pantalla, debe ser un número impar (13 según se muestra en la siguiente imagen).

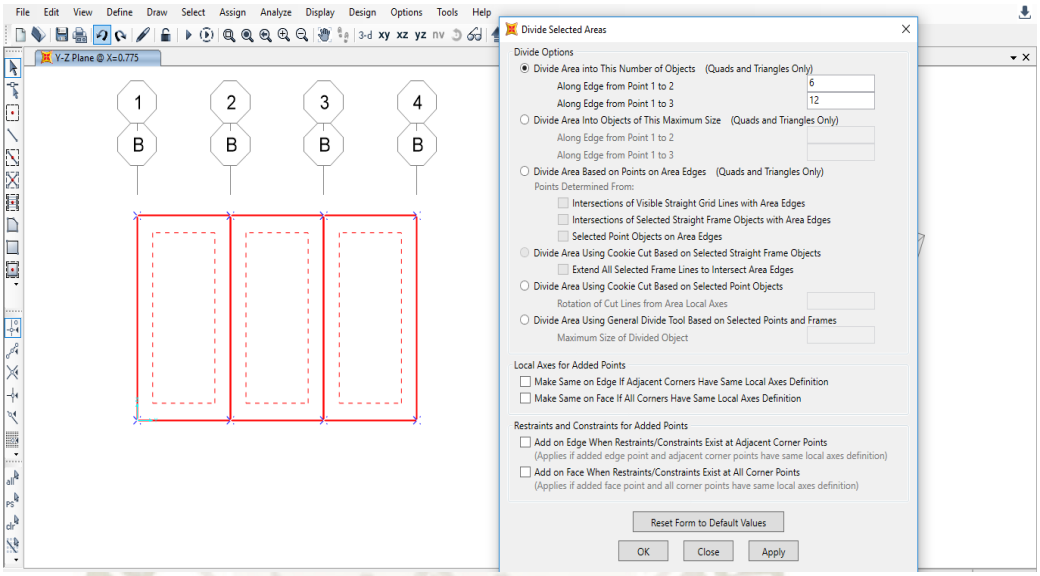


Figura N° 55 : Discretización de pantalla para contrafuerte – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

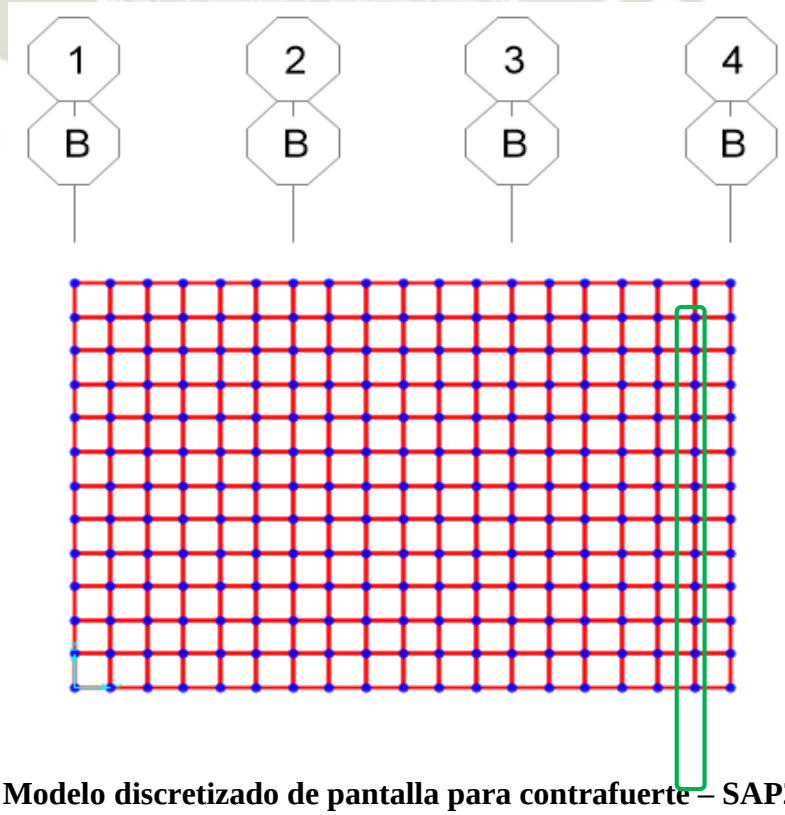


Figura N° 56 : Modelo discretizado de pantalla para contrafuerte – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.- El número de Joints en la dirección horizontal, luego de la discretización del talón de la zapata, debe ser un número impar (7 según se muestra en la siguiente imagen).

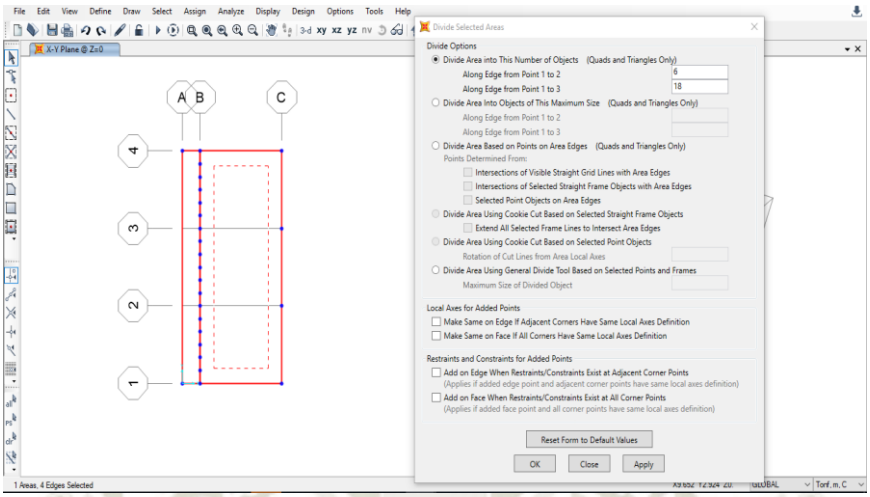


Figura N° 57 : Discretización de zapata para contrafuerte – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

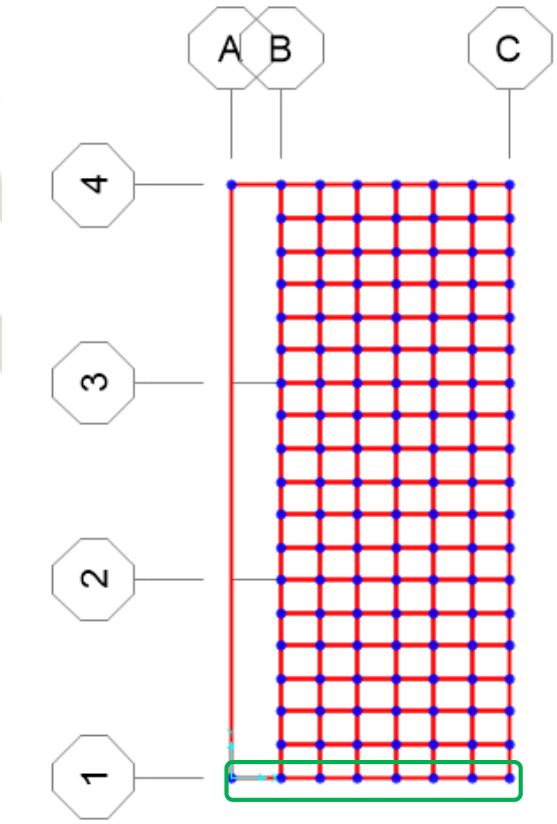


Figura N° 58 : Modelo discretizado de zapata para contrafuerte – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Seleccionamos el contrafuerte a discretizar y seleccionamos los “Joints” de la pantalla y zapata de la forma que se muestra en la siguiente imagen

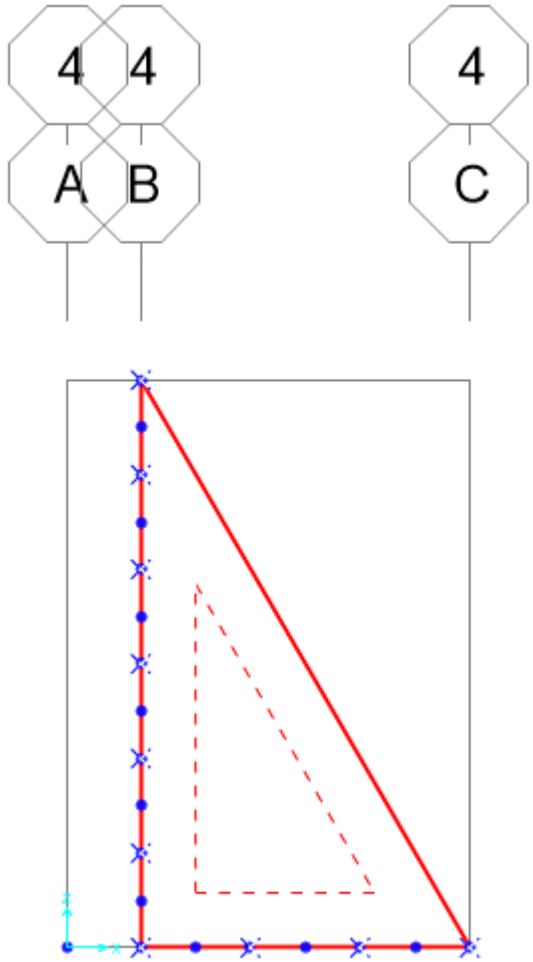


Figura N° 59 :Selección de puntos para discretización de contrafuerte – SAP2000

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

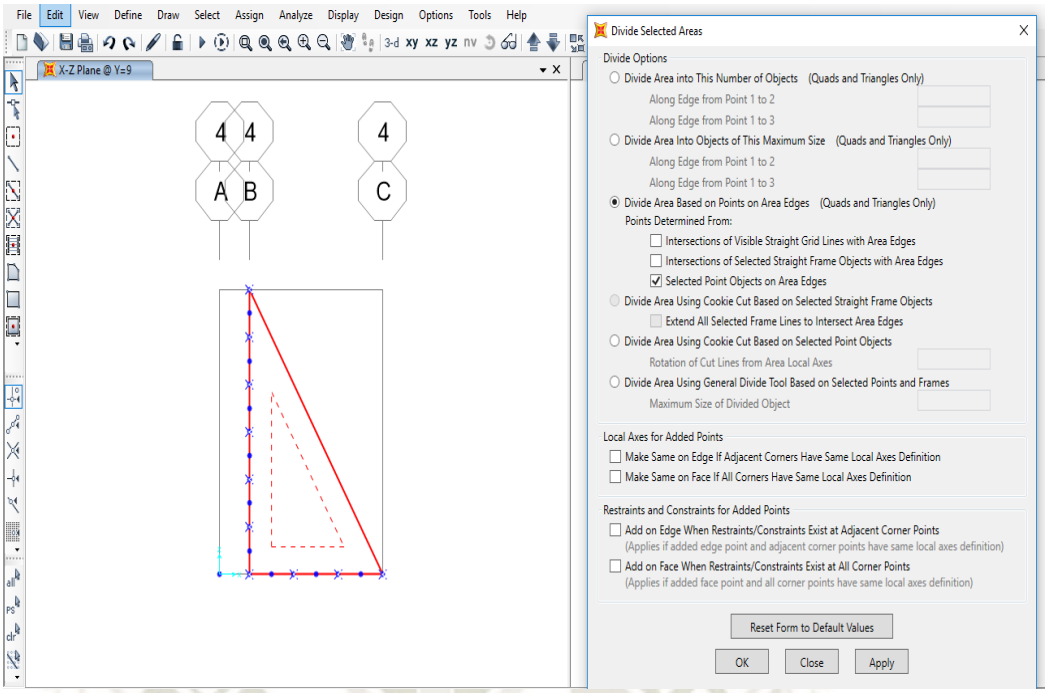


Figura N° 60 : Selección de tipo de división de áreas – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

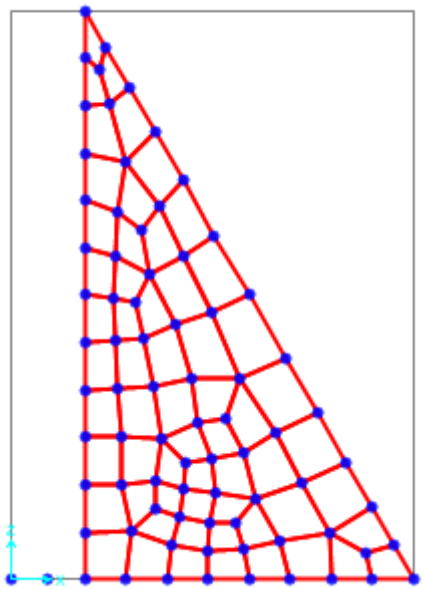


Figura N° 61 : Modelo discretizado de contrafuerte – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

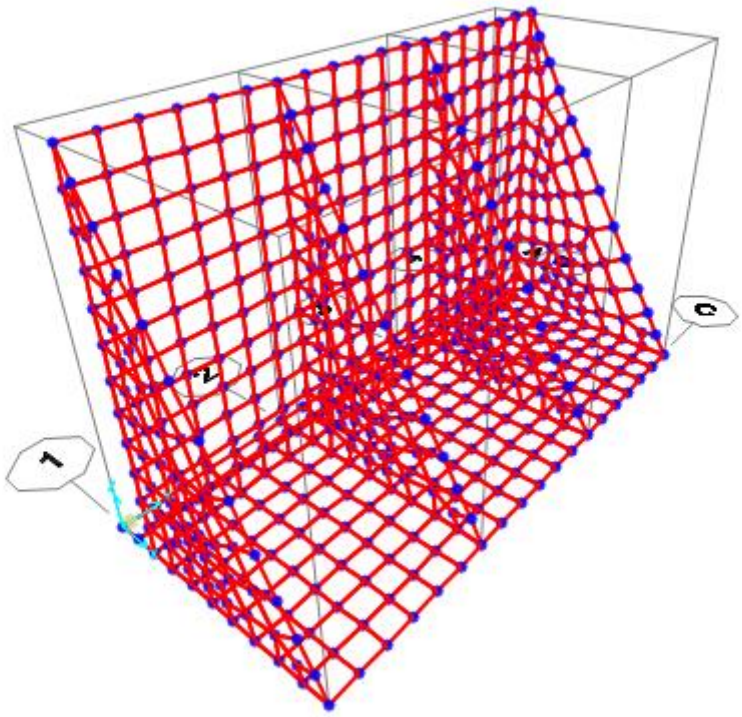


Figura N° 62 : Modelo discretizado de muro vista 3D – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

14. Asignar apoyos a la zapata (springs)

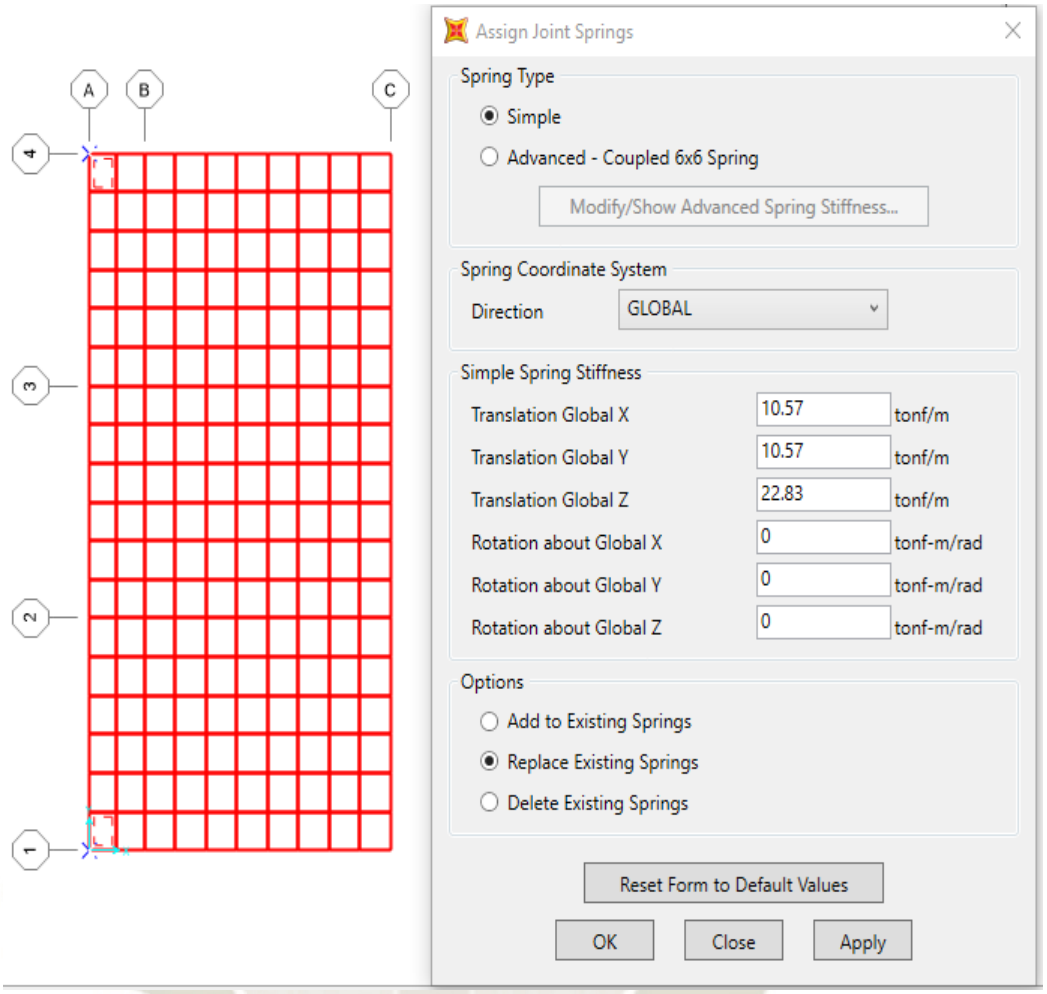


Figura N° 63 : Asignación de spring en esquina izquierda – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

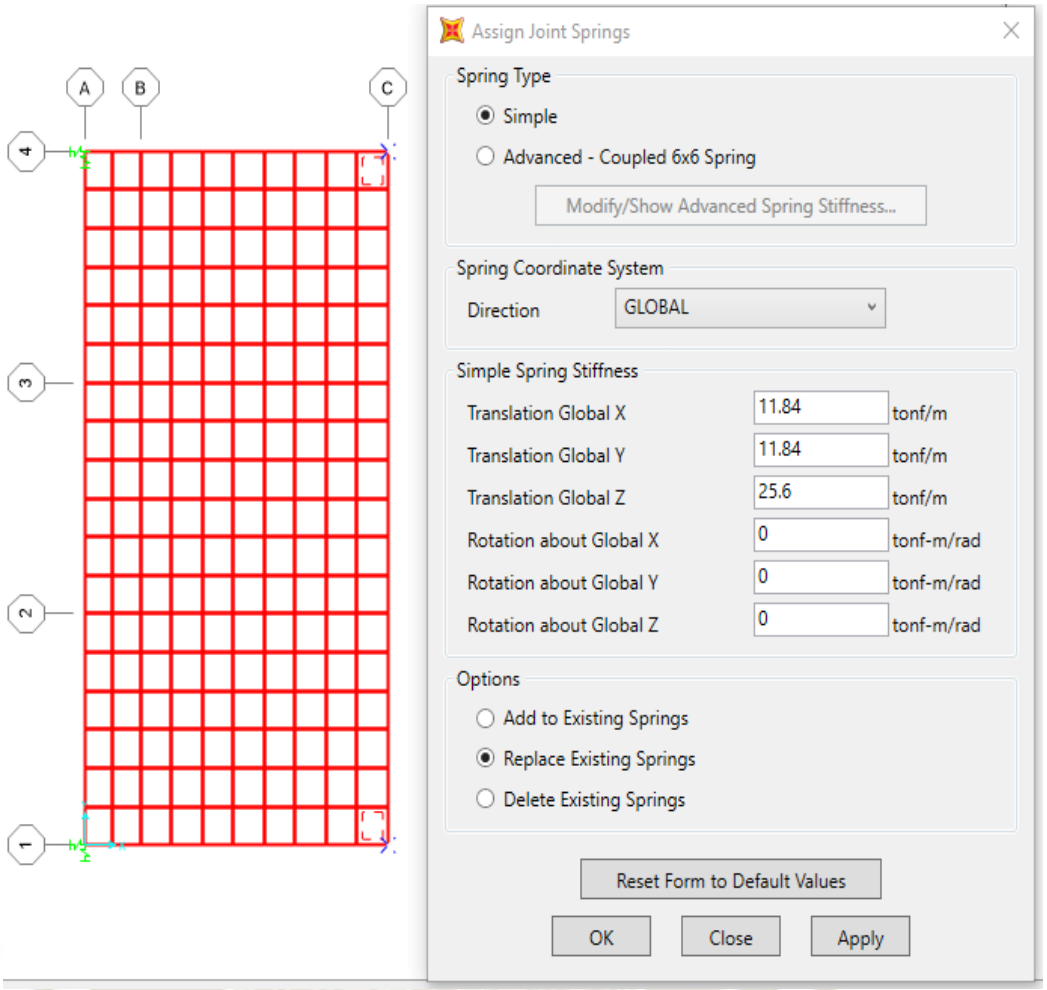


Figura N° 64 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

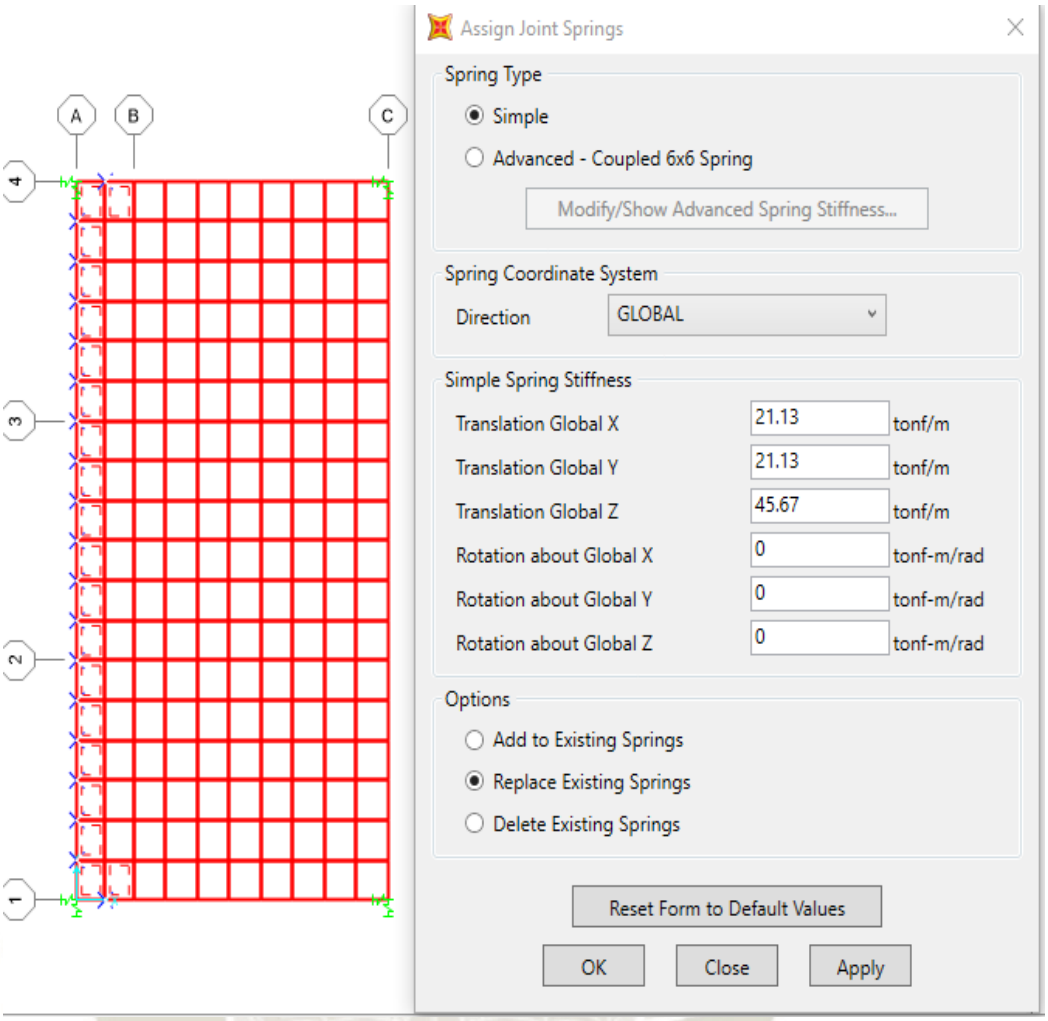


Figura N° 65 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

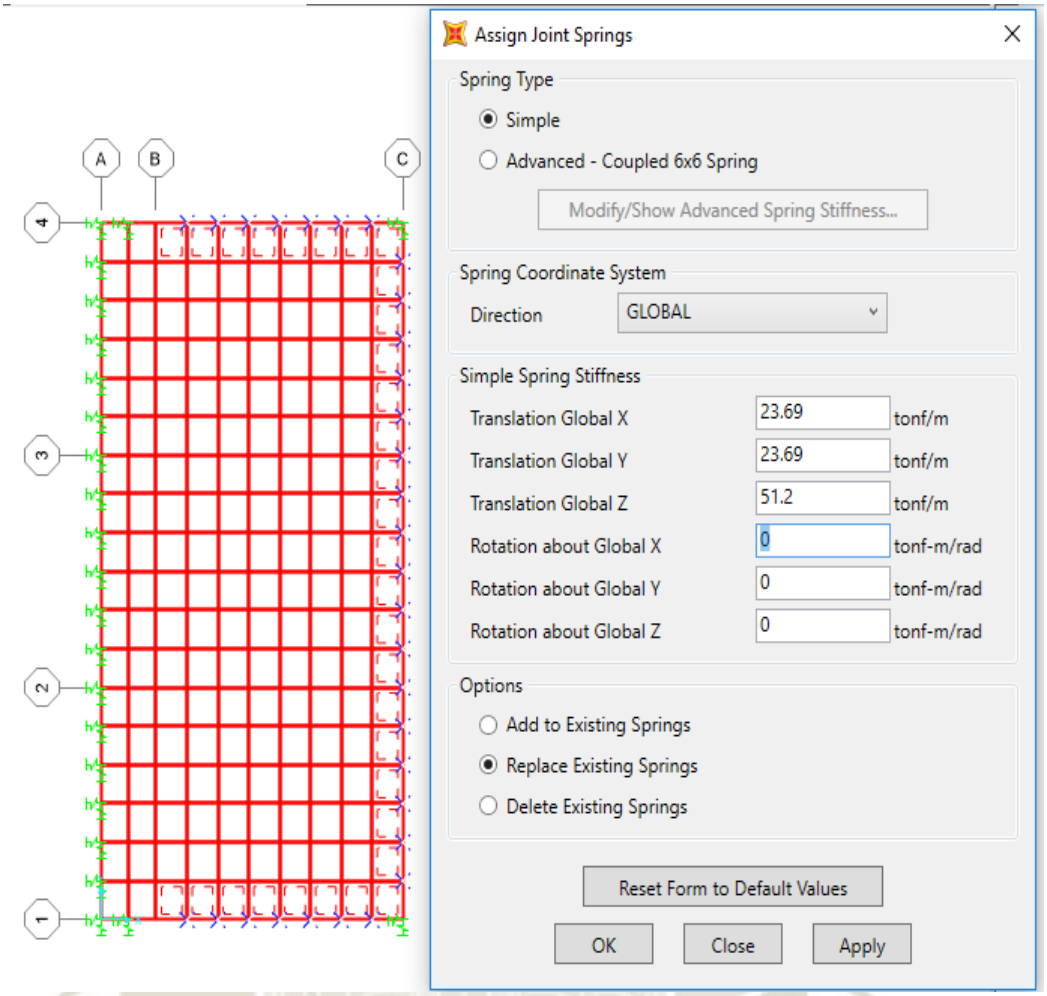


Figura N° 66 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

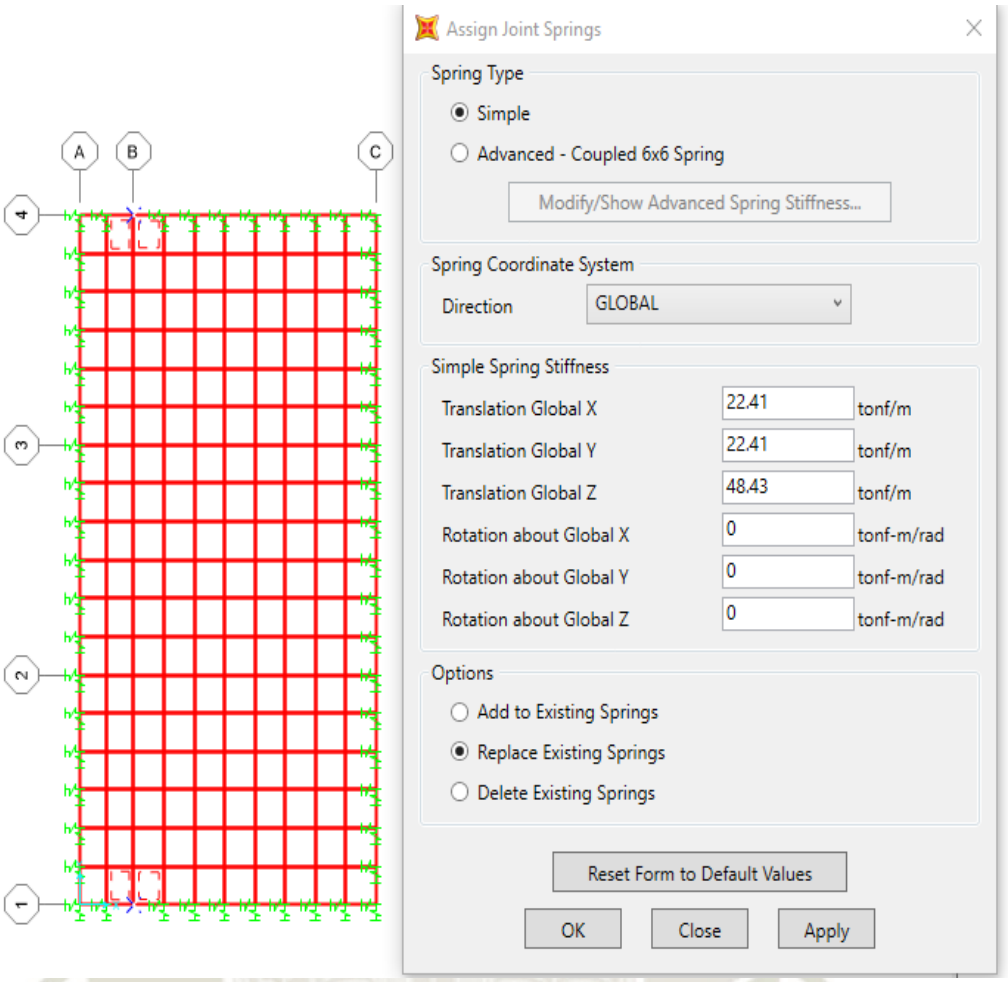


Figura N° 67 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

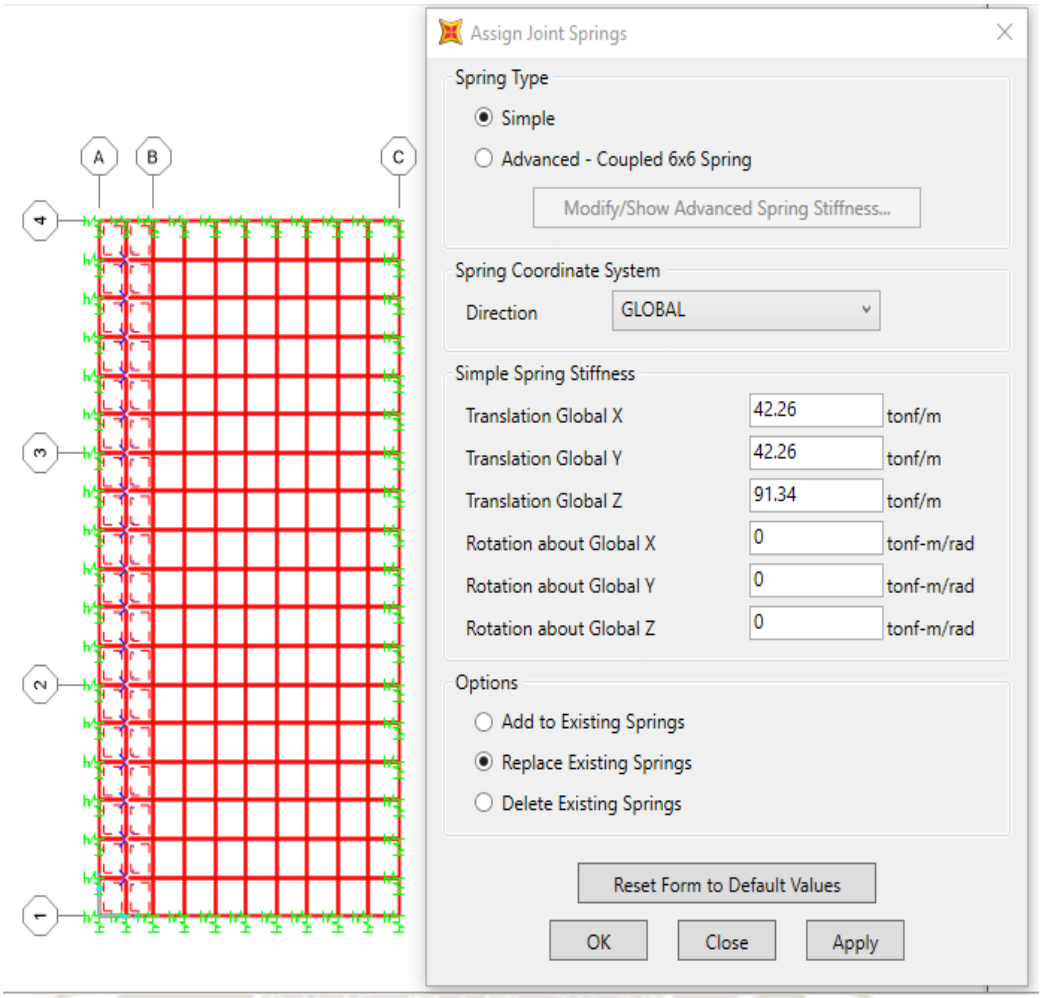


Figura N° 68 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

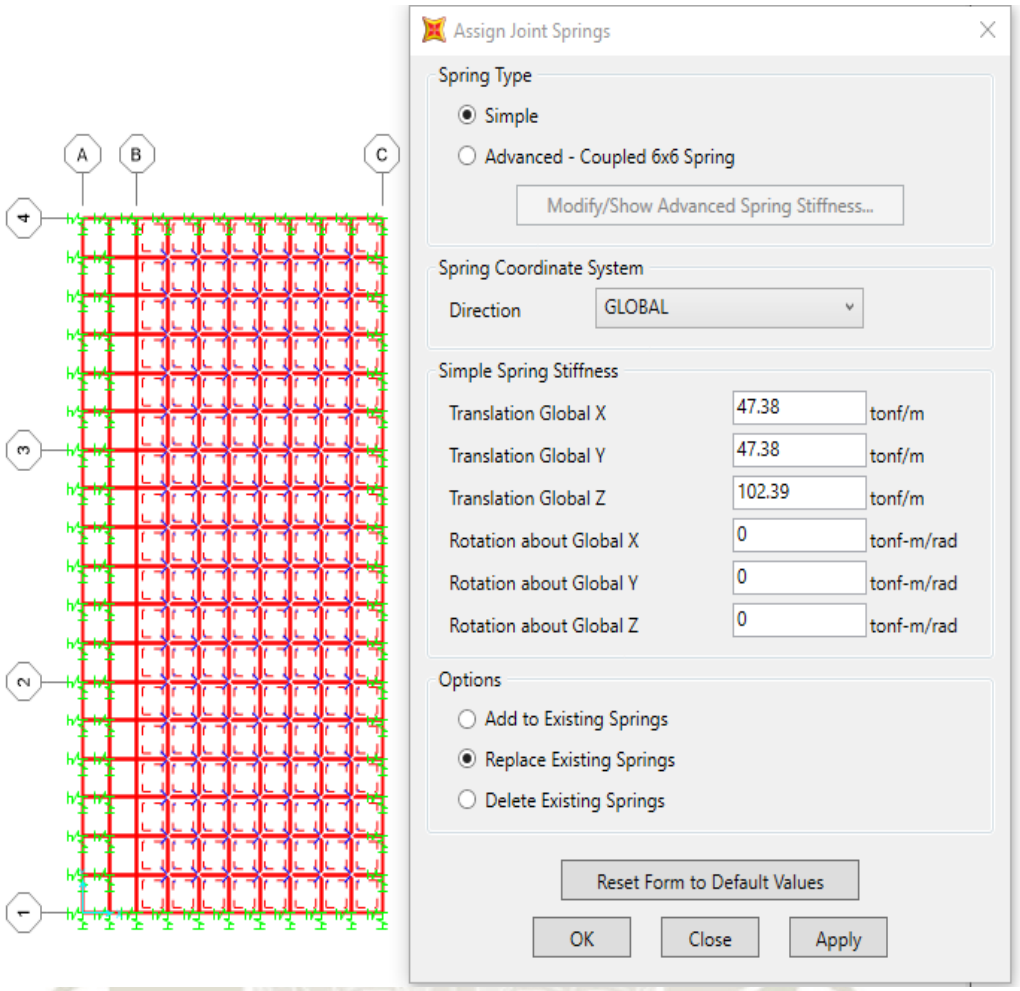


Figura N° 69 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

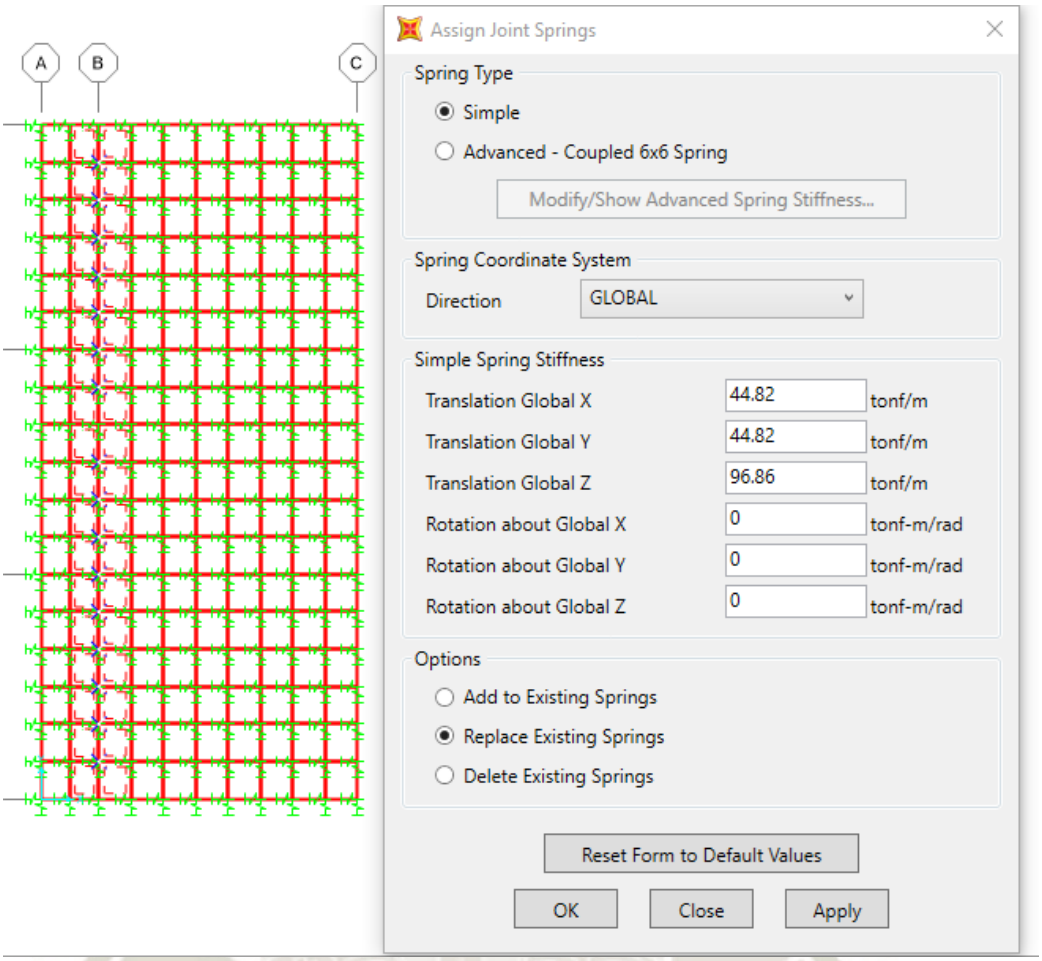


Figura N° 70 : Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

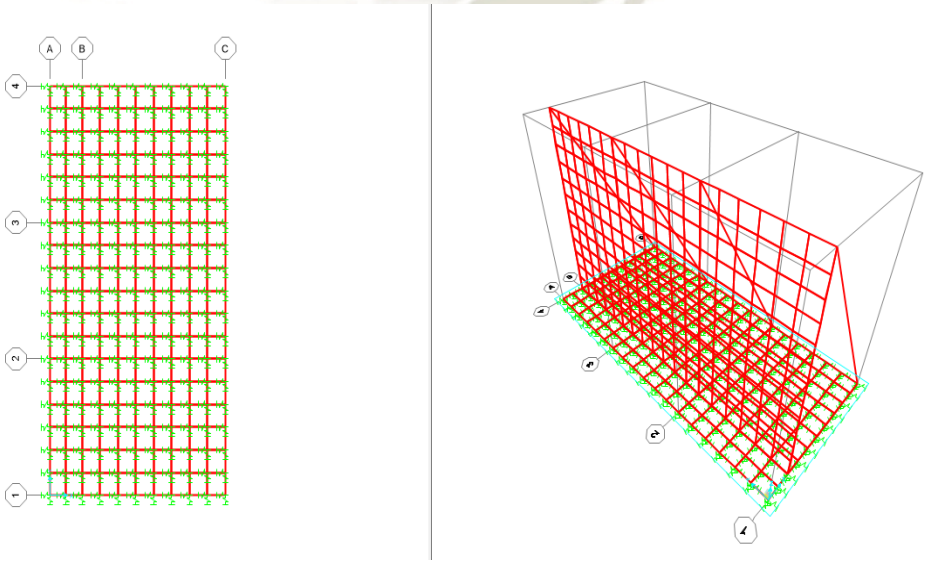


Figura N° 71 : Modelo 3D discretizado y con springs – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

15. Definir patrones de carga

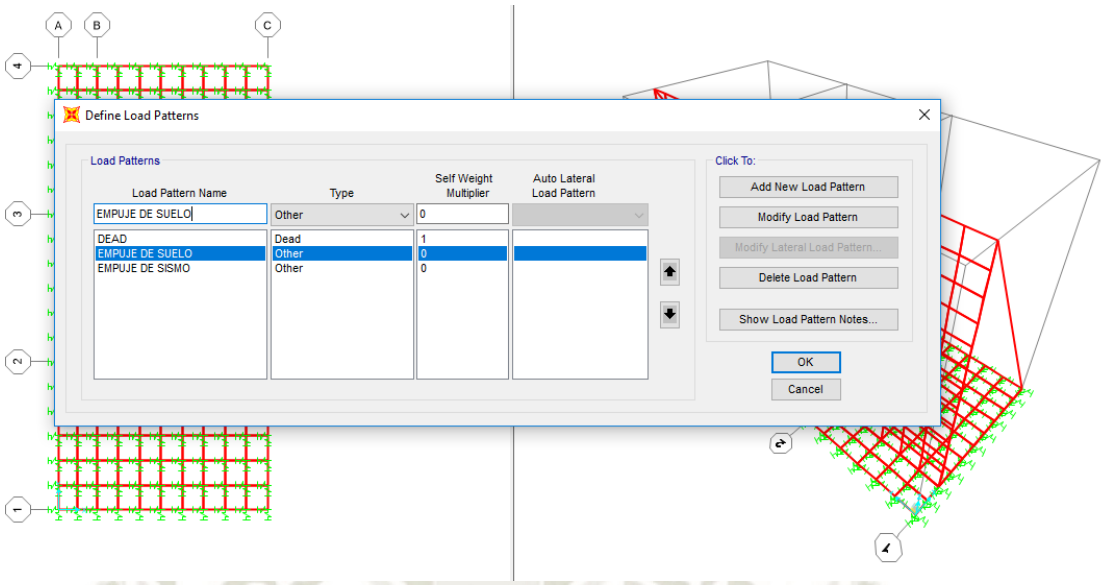


Figura N° 72 : Definición de patrones de carga – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

16. Asignación de cargas al modelo

Para asignación de cargas a la pantalla

Ruta: Assign/ Area Loads/ Surface Pressure (All)

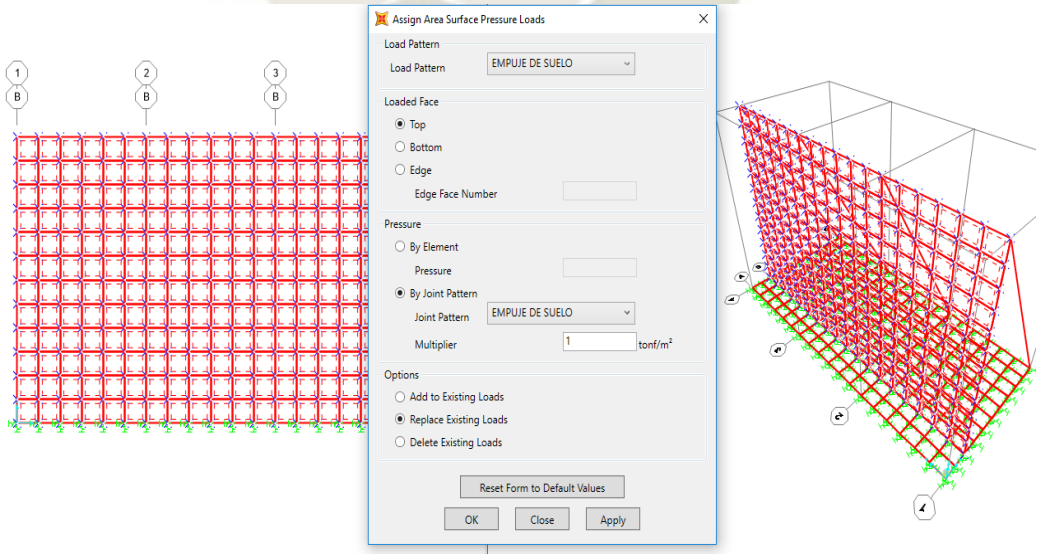


Figura N° 73 : Asignación de cargas al modelo – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

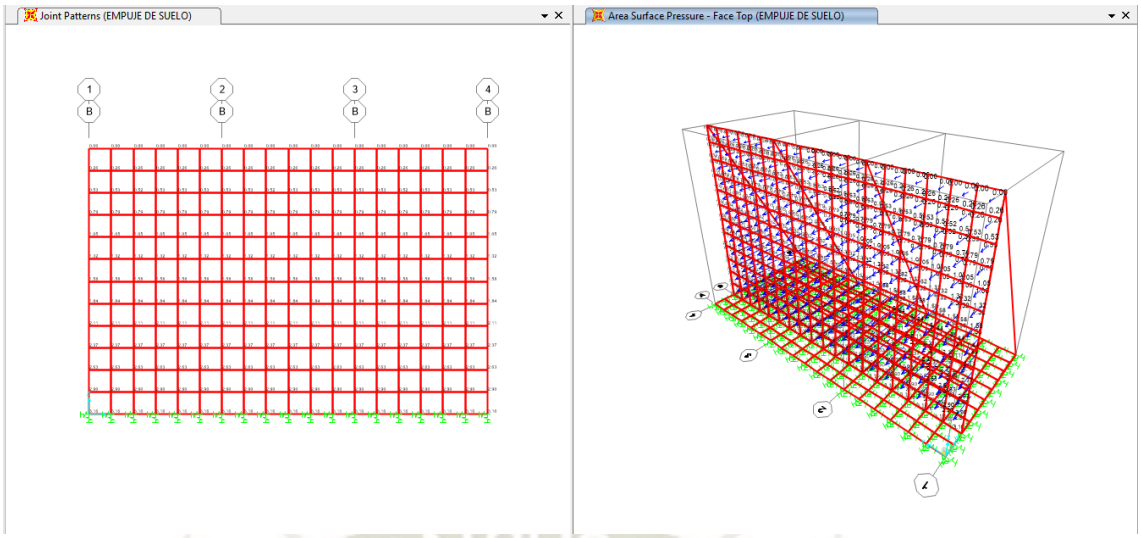


Figura N° 74 : Vista de sobrecarga asignadas al modelo – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

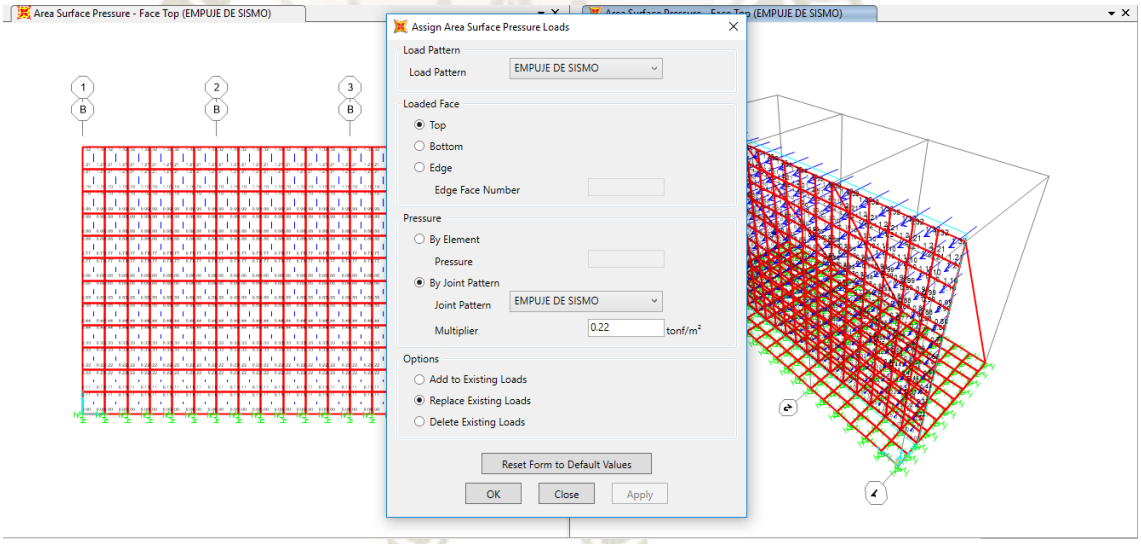


Figura N° 75 : Vista de carga de empuje de suelos asignadas al modelo – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

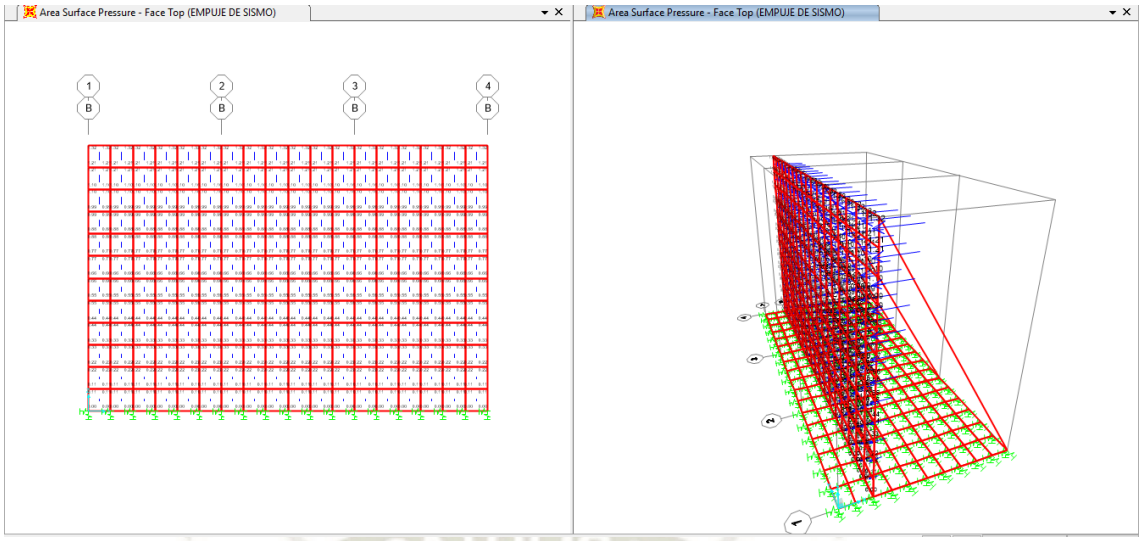


Figura N° 76 : Vista de carga de empuje de sismo asignada al modelo – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Para asignación de cargas sobre la zapata

Ruta: Assign / Area Loads / Uniform Shell

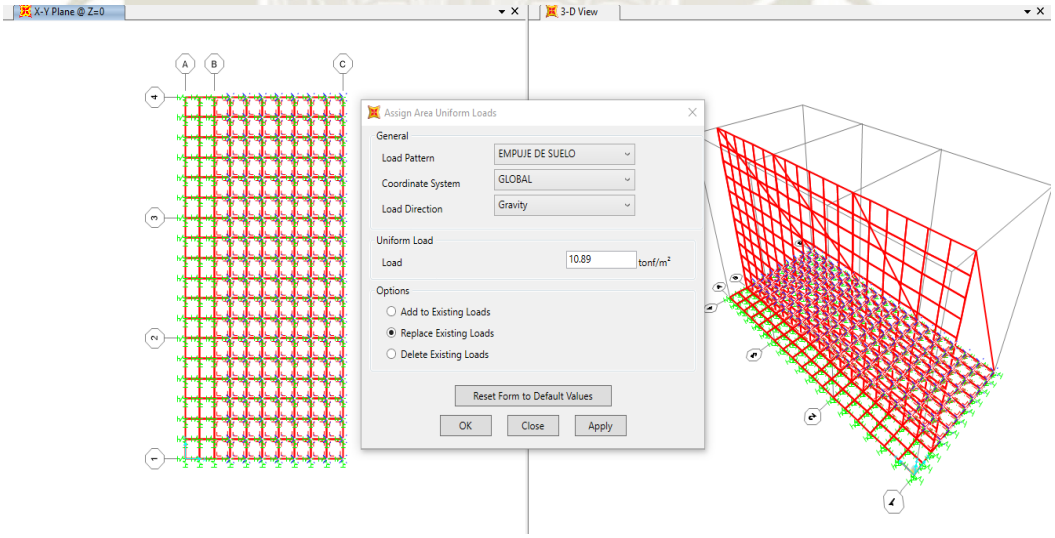


Figura N° 77 : Asignación de carga a la zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

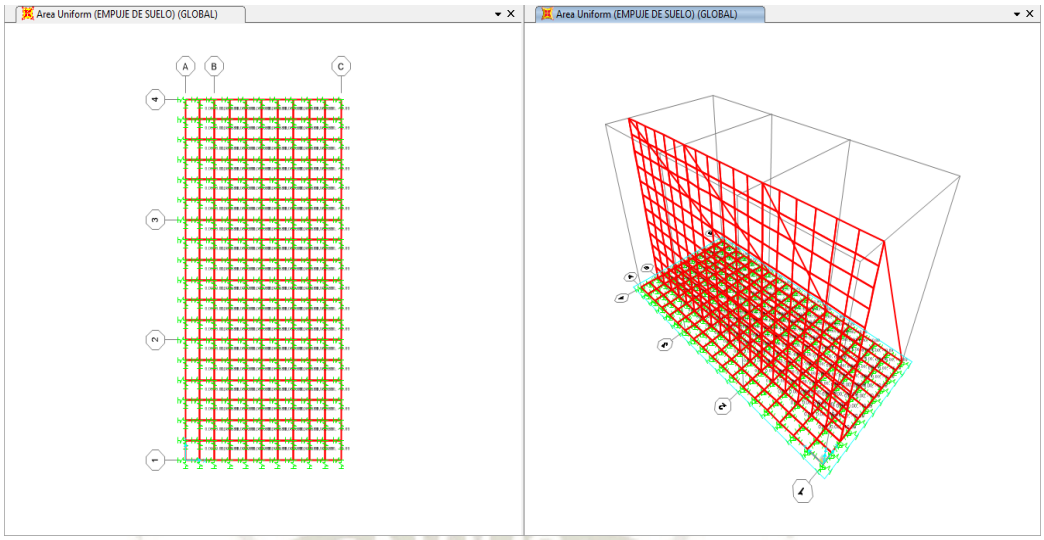


Figura N° 78 : Vista de carga asignada a la zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Definición de combinaciones de carga

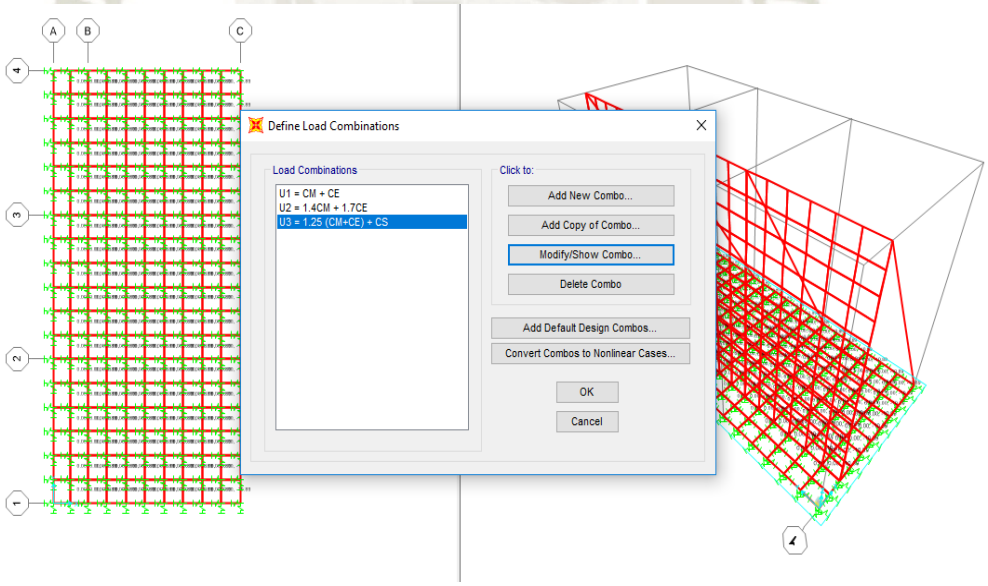


Figura N° 79 : Definición de combinaciones de carga – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

17. Se ejecuta el programa

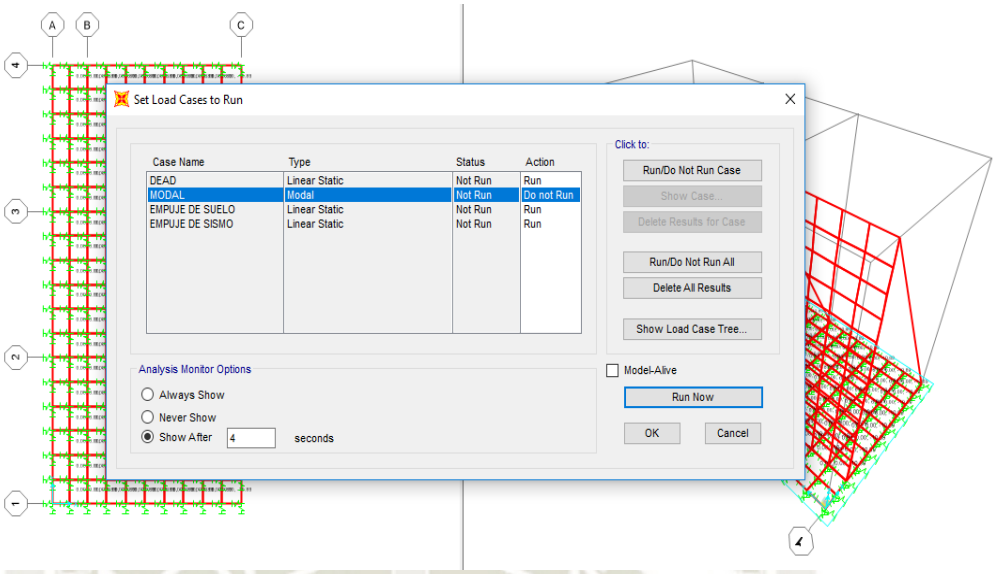


Figura N° 80 : Selección de casos de carga a analizar – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.5.2. Modelamiento de Muros con Contrafuertes

Para el modelamiento de muros de contención con contrafuertes a través del software computacional antes mencionado se consideró de forma detallada las dimensiones de los elementos estructurales y cargas a las que el muro estará sometido durante toda su vida útil.

Se consideró según pre dimensionamiento sección variable en la pantalla y una zapata uniforme restringida a través de springs según corresponda a su área tributaria, además se modela el contrafuerte en la parte del relleno (muro de contención con contrafuerte interior) de sección y separación constante.

Se consideró cargas de empuje de suelos y cargas sísmicas en la pantalla del muro, mientras que en la zapata se consideraron cargas gravitacionales tales como peso del relleno y sobrecarga, para dichas cargas solo se consideró un estrato, según indica el EMS.

Para el modelo de la pantalla de sección variable y cargas variables en función de la altura u otra variable se utilizó una herramienta del software “Joint Patterns”, el proceso de la definición y asignación de estos “Joint Patterns” se muestra en el diagrama de flujos a continuación.

La desratización de muro de contención con contrafuertes se detallará más adelante en el apéndice “Modelamiento Computacional” (Mora Fonseca, 2008).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.5.2.1. Diagramas de Flujo

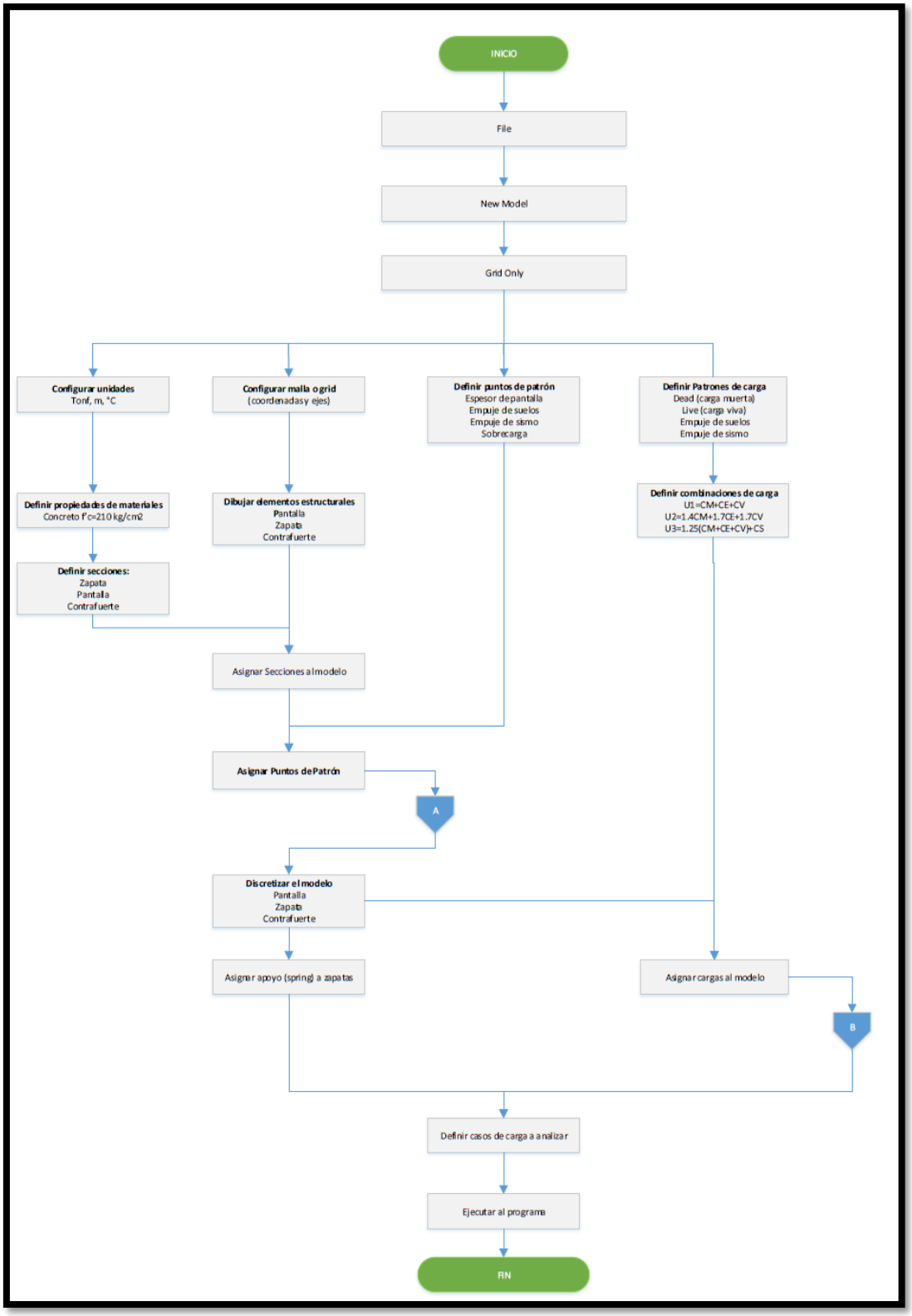


Figura N° 81 : Diagrama de flujo modelamiento de muro con contrafuertes – 01

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

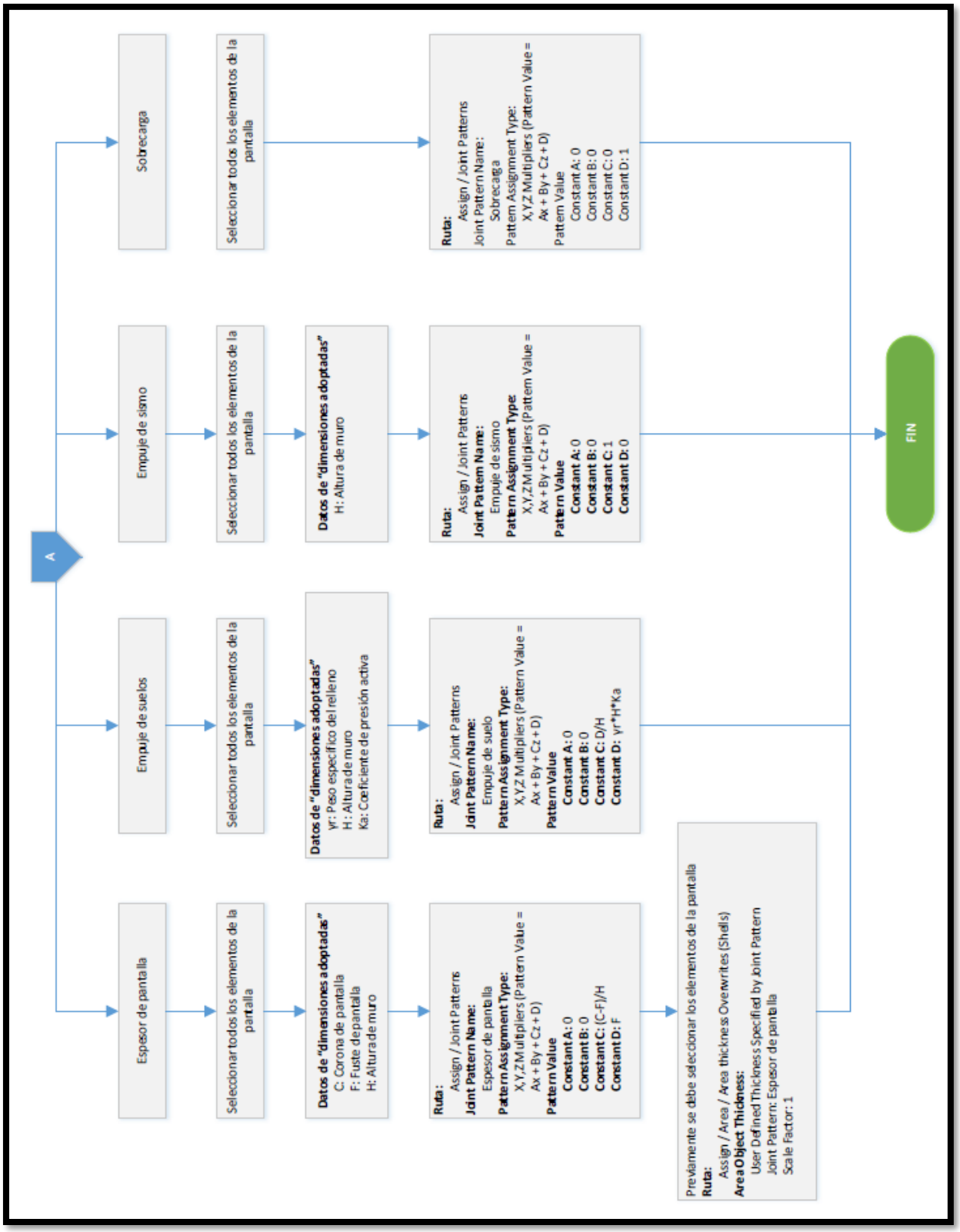


Figura N° 82 : Diagrama de flujo modelamiento de muro con contrafuertes – 02

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

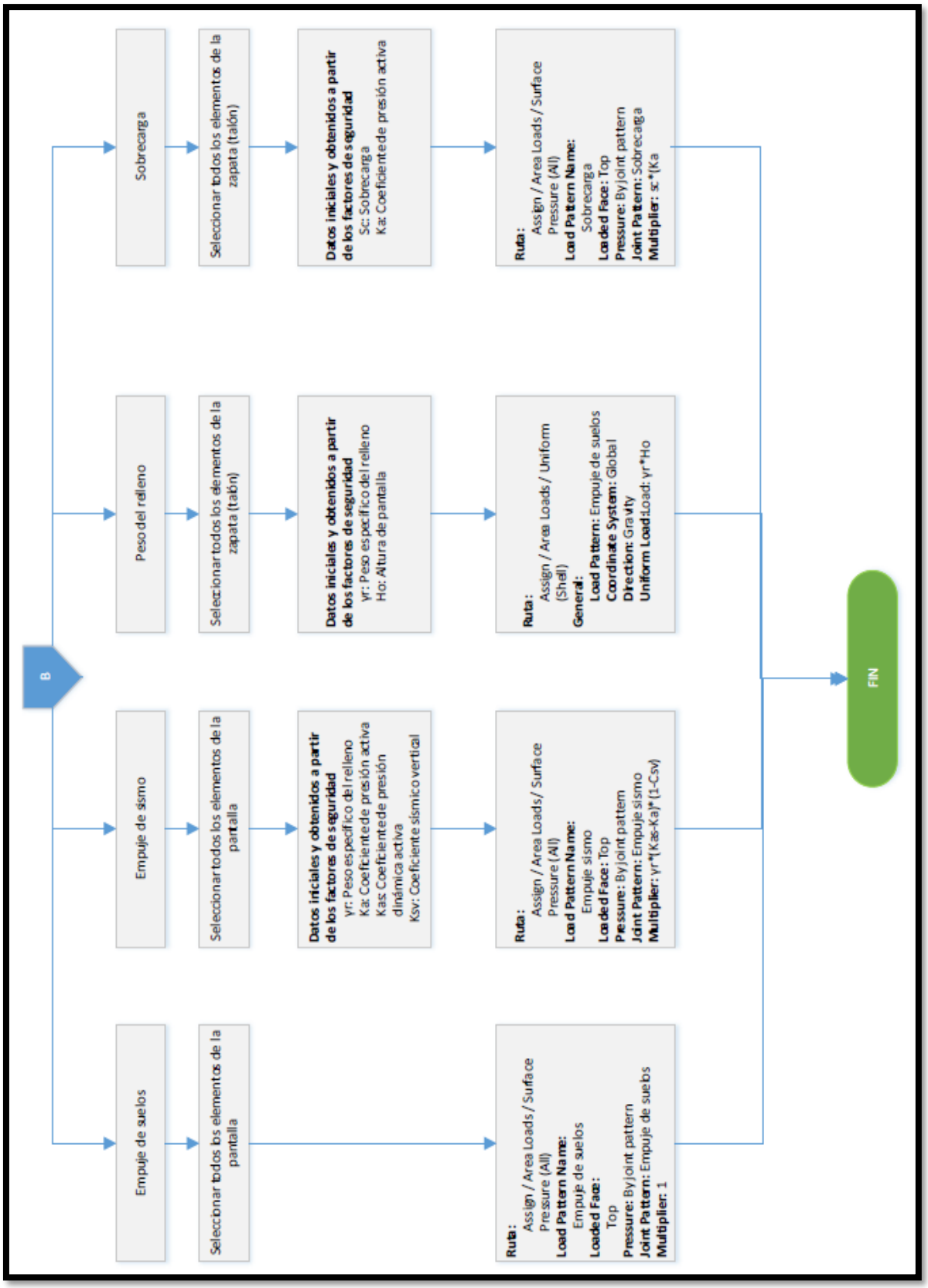


Figura N° 83 : Diagrama de flujo modelamiento de muro con contrafuertes – 03

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.5.3. Combinación de Cargas

Según las metodologías de diseño que se vienen utilizando en la actualidad, es necesario que las secciones de diseño del muro sean capaces de resistir por lo menos igual a la resistencia requerida, esta última calculada para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la Norma E.060, además se debe garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio (Norma Técnica E.060 Concreto Armado - Articulo 9.2).

La norma usada para el modelamiento de la estructura fue la Norma Técnica E.060 y se utilizaron las siguientes combinaciones de carga:

Resistencia requerida: La resistencia requerida U, debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas amplificadas. Debe investigarse el hecho de una o más cargas que no actúan simultáneamente (Norma Técnica E.060 Concreto Armado - Articulo 9.2).

$$U = CM + CV + CE$$

$$U = 1.4CM + 1.7\,CV + 1.7CE$$

$$U = 1.25(CM + CV + CE) + CS$$

Dónde:

- CM: Carga muerta, incluye peso propio y cargas inmóviles
- CE: Carga empuje lateral (carga provocada por el empuje de suelos)
- CV: Carga viva (cargas móviles)
- CS: Carga de sismo (Mononobe-Okabe)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5. CAPITULO V: RESULTADOS

5.1. Análisis Comparativo Estructural

En esta sección de realizará la comparación luego del pre-dimensionamiento y análisis a diferentes alturas de muros de contención en voladizo y con contrafuerte, se tuvo en consideración el desplazamiento, fuerza cortante y momentos flectores.

5.1.1. Desplazamientos

5.1.1.1. Muro de Contención H = 3.00 m

Tabla N° 39 : Desplazamiento lateral 1-1 – Muro H=3.00m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
3.00	-1.53640	-1.34580	-2.48110	-2.15330	-2.83360	-2.46160
2.50	-1.32220	-1.17230	-2.13870	-1.88090	-2.41990	-2.12820
2.00	-1.10820	-0.99900	-1.79680	-1.60860	-2.00720	-1.79520
1.50	-0.89580	-0.82540	-1.45750	-1.33590	-1.59850	-1.46210
1.00	-0.68760	-0.65120	-1.12530	-1.06220	-1.19940	-1.12880
0.50	-0.48810	-0.47670	-0.80790	-0.78800	-0.81820	-0.79590
0.00	-0.30450	-0.30400	-0.51760	-0.51690	-0.46720	-0.46650

Fuente: Elaboración propia

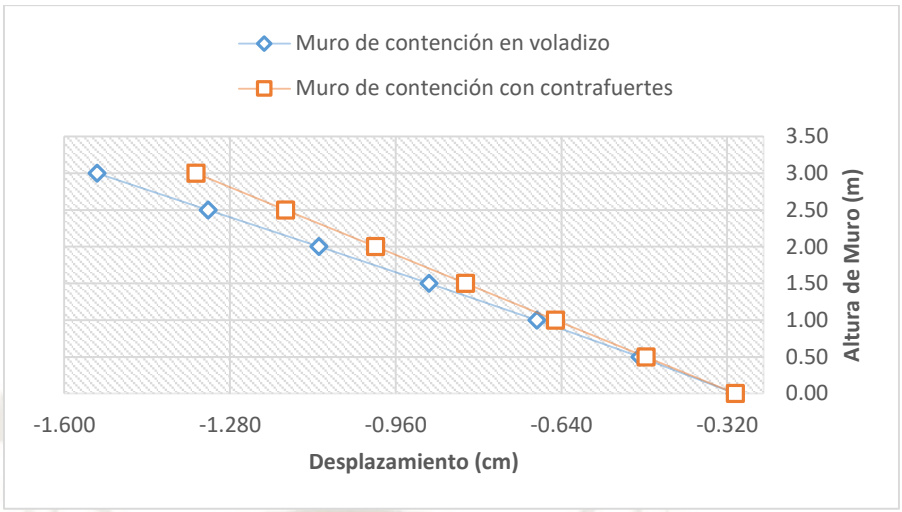
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



FiguraN° 84 : Desplazamientos vs Altura "combinación de carga 1" –muro h = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 1.5364 cm y 1.3458 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

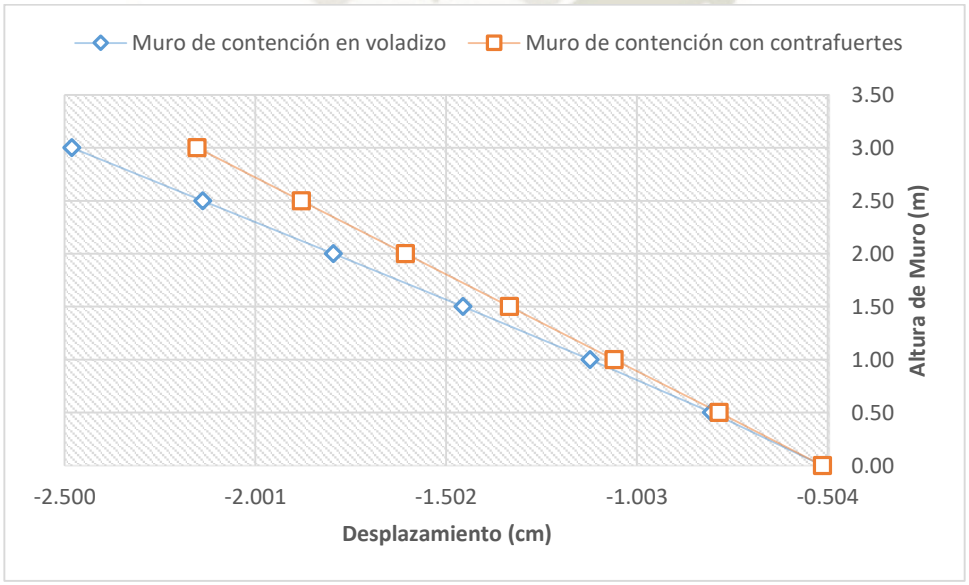


Figura N° 85 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 2.4811 cm y 2.1533 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25 (CM + CE) + CS)

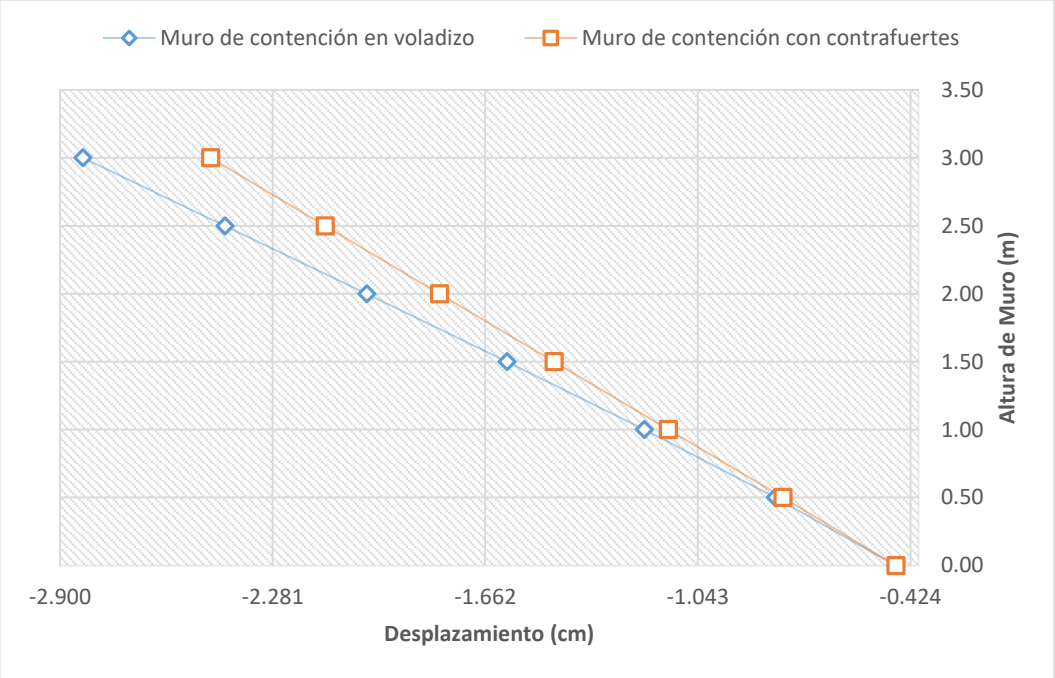


Figura N° 86 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 2.8336 cm y 2.4616 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.1.1.2. Muro de Contención H = 6.00 m

Tabla N° 40 : Desplazamiento lateral 1-1 – Muro H=6.00m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
6.00	-6.47650	-4.00160	-10.66890	-6.43550	-13.45750	-8.13180
5.57	-6.04160	-3.79560	-9.95380	-6.11160	-12.49080	-7.67380
5.14	-5.60690	-3.58980	-9.23920	-5.78790	-11.52520	-7.21640
4.71	-5.17280	-3.38410	-8.52570	-5.46460	-10.56270	-6.75960
4.29	-4.74040	-3.17850	-7.81490	-5.14140	-9.60660	-6.30360
3.86	-4.31100	-2.97310	-7.10930	-4.81830	-8.66120	-5.84840
3.43	-3.88660	-2.76760	-6.41230	-4.49530	-7.73200	-5.39400
3.00	-3.47000	-2.56220	-5.72850	-4.17230	-6.82520	-4.94020
2.57	-3.06450	-2.35650	-5.06330	-3.84900	-5.94780	-4.48680
2.14	-2.67380	-2.15060	-4.42350	-3.52510	-5.10750	-4.03350
1.71	-2.30240	-1.94410	-3.81670	-3.20030	-4.31270	-3.58000
1.29	-1.95560	-1.73710	-3.25130	-2.87460	-3.57220	-3.12620
0.86	-1.63870	-1.52990	-2.73710	-2.54840	-2.89560	-2.67250
0.43	-1.358	-1.3232	-2.2842	-2.2234	-2.2926	-2.2201
0.00	-1.12	-1.1191	-1.9039	-1.9025	-1.7733	-1.7716

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

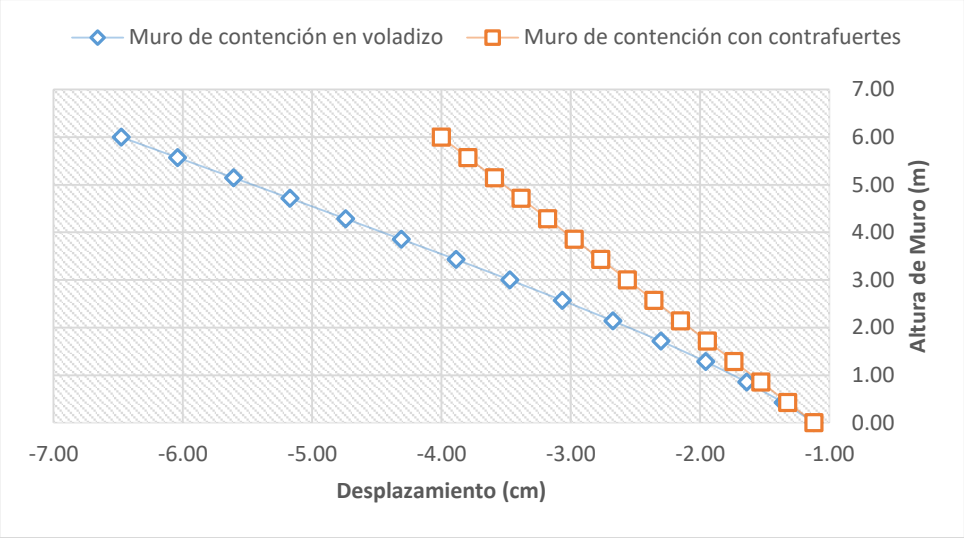


Figura N° 87 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 6.4765 cm y 4.0016 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

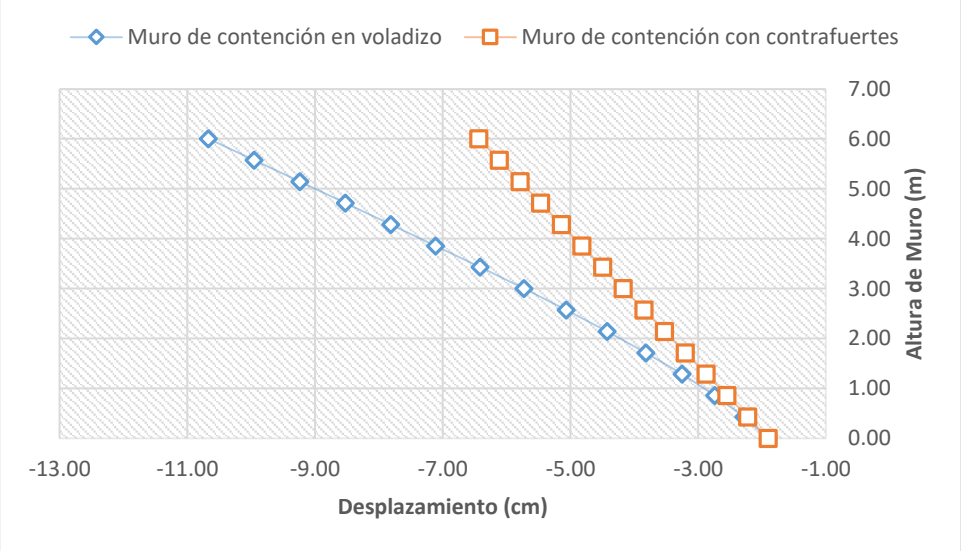


Figura N° 88 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 10.6689 cm y 6.4355 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25 (CM + CE) + CS)

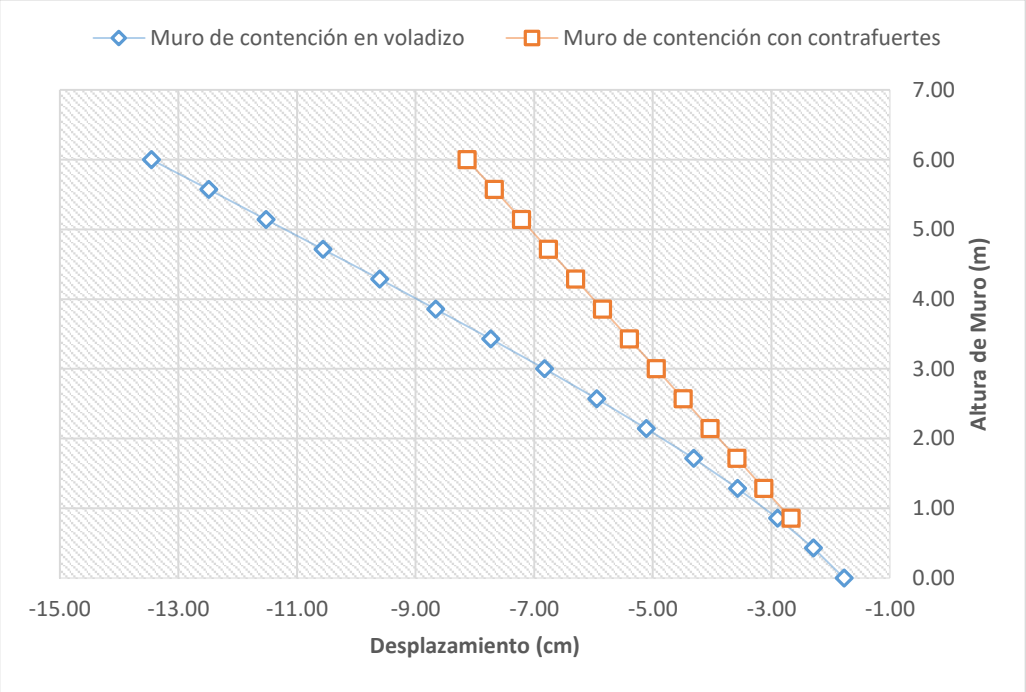


Figura N° 89 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 13.4575 cm y 8.1318 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.1.1.3. Muro de Contención H = 9.50 m

Tabla N° 41 : Desplazamiento lateral 1-1 – Muro H=9.50m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
9.50	-16.08840	-10.32790	-26.51010	-16.62880	-35.22930	-21.50380
9.03	-15.31270	-9.94640	-25.23330	-16.02680	-33.37060	-20.63950
8.55	-14.53740	-9.56520	-23.95740	-15.42530	-31.51470	-19.77630
8.08	-13.76320	-9.18410	-22.68330	-14.82390	-29.66520	-18.91420
7.60	-12.99110	-8.80300	-21.41280	-14.22260	-27.82710	-18.05350
7.13	-12.22250	-8.42200	-20.14810	-13.62140	-26.00610	-17.19420
6.65	-11.45910	-8.04110	-18.89230	-13.02030	-24.20800	-16.33640
6.18	-10.70290	-7.66030	-17.64880	-12.41940	-22.43870	-15.47990
5.70	-9.95620	-7.27960	-16.42140	-11.81870	-20.70410	-14.62460
5.23	-9.22140	-6.89910	-15.21430	-11.21820	-19.00970	-13.77030
4.75	-8.50120	-6.51870	-14.03190	-10.61790	-17.36110	-12.91710
4.28	-7.79820	-6.13840	-12.87880	-10.01790	-15.76330	-12.06460
3.80	-7.11520	-5.75810	-11.75970	-9.41780	-14.22120	-11.21290
3.33	-6.45500	-5.37780	-10.67940	-8.81770	-12.73960	-10.36170
2.85	-5.82050	-4.99730	-9.64270	-8.21730	-11.32300	-9.51080
2.38	-5.21460	-4.61660	-8.65470	-7.61650	-9.97560	-8.66000
1.90	-4.64020	-4.23560	-7.72030	-7.01520	-8.70160	-7.80930
1.43	-4.10040	-3.85450	-6.84470	-6.41360	-7.50530	-6.95890
0.95	-3.59820	-3.47370	-6.03300	-5.81260	-6.39060	-6.10940
0.48	-3.13670	-3.09400	-5.29030	-5.21340	-5.36150	-5.26180
0.00	-2.71870	-2.71670	-4.62180	-4.61840	-4.42190	-4.41790

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

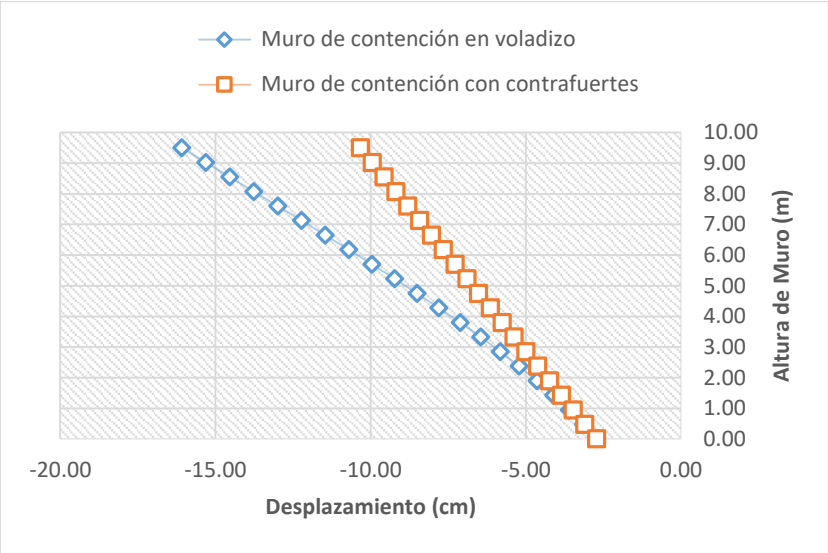


Figura N° 90 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 9.50 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 16.0884 cm y 10.3279 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

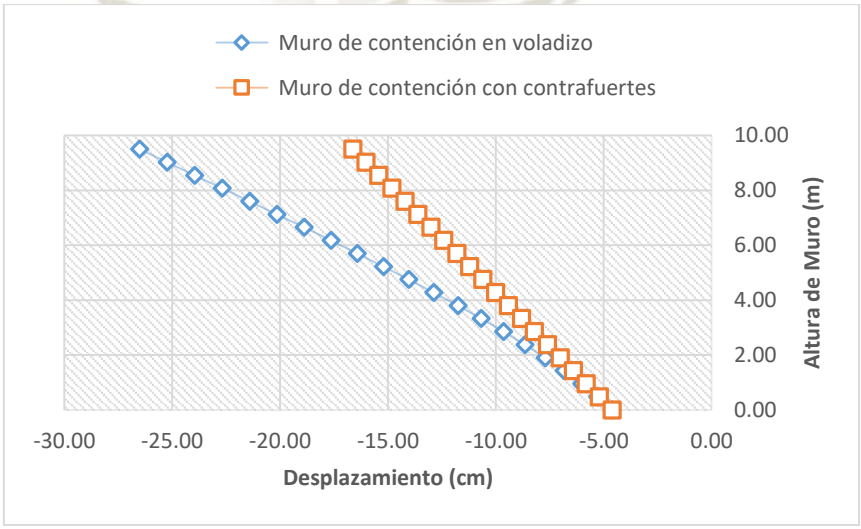


Figura N° 91 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 9.50 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 26.5101 cm y 16.6288 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25 (CM + CE) + CS)

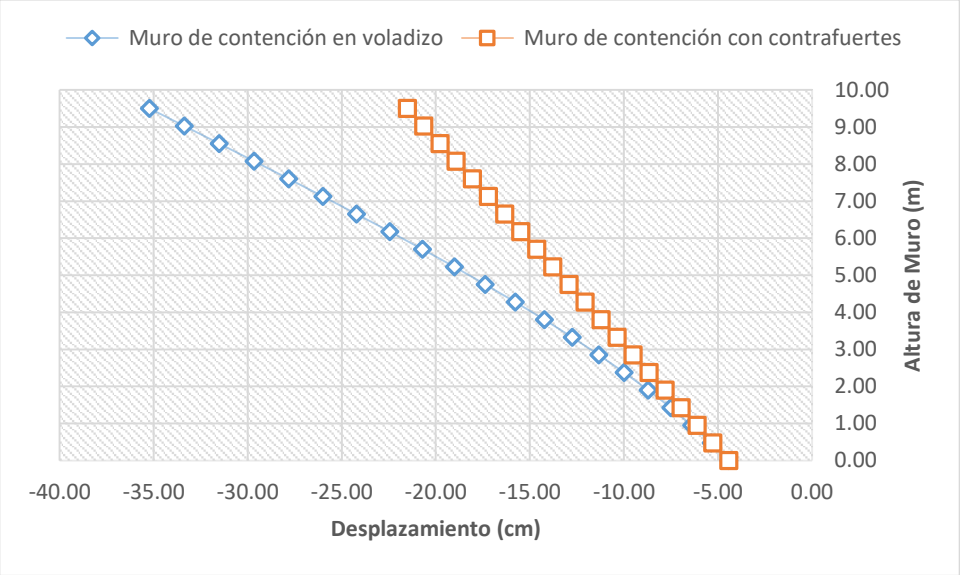


Figura N° 92 : Desplazamientos vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 9.50 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 35.2293 cm y 21.5038 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Según se muestra en todas las tablas y gráficas, los desplazamientos laterales máximos calculados en la pantalla de los muros de contención son mayores en los muros en voladizo comparados con los muros con contrafuertes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.1.2. Fuerzas Cortantes

5.1.2.1. Muro de Contención H = 3.00 m.

Tabla N° 42 : Fuerza cortante 2-3 H=3.00m

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
3.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2.50	-0.06	0.05	-0.102	0.086	-0.202	0.023
2.00	-0.269	0.093	-0.457	0.159	-0.687	0.035
1.50	-0.609	0.041	-1.035	0.073	-1.292	-0.045
1.00	-1.08	-0.149	-1.836	-0.249	-2.016	-0.301
0.50	-1.683	-0.546	-2.861	-0.925	-2.859	-0.831
0.00	-2.416	-1.222	-4.107	-2.073	-3.82	-1.714

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

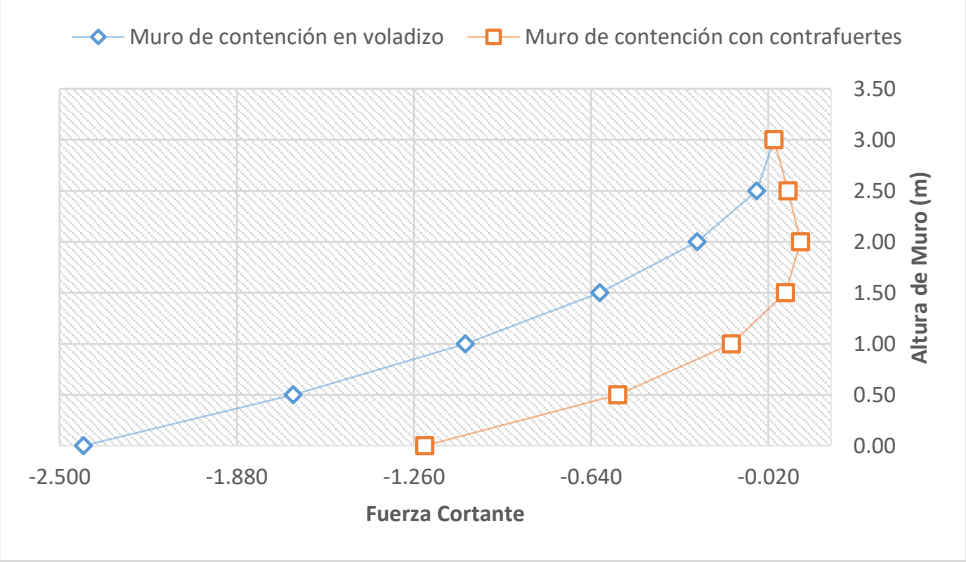


Figura N° 93 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 2.416 tnf y 1.222 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

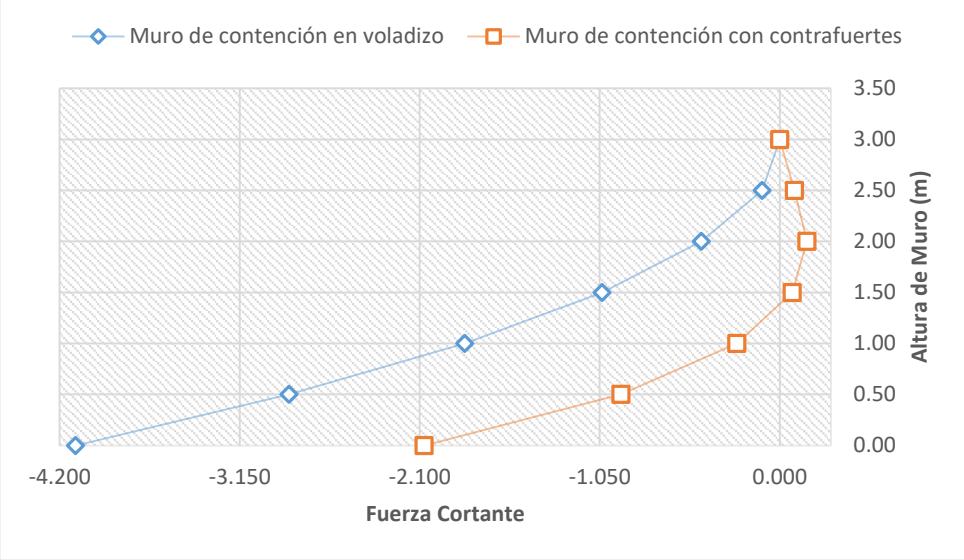


Figura N° 94 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 4.107 tnf y 2.073 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

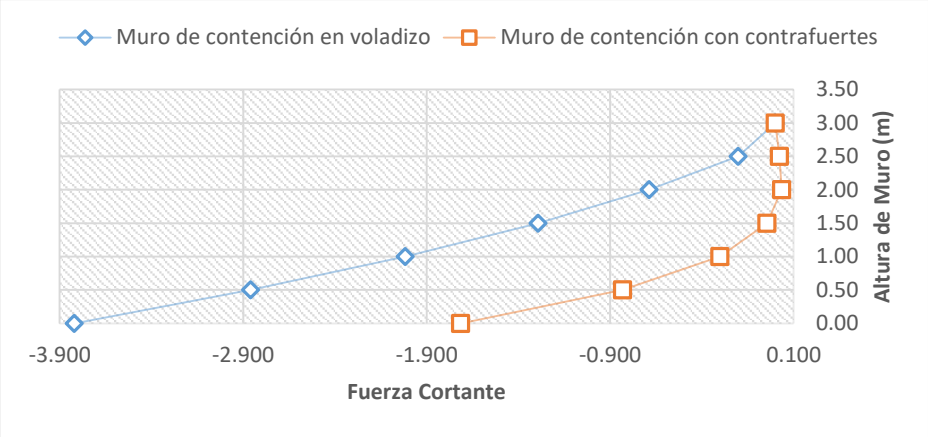


Figura N° 95 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 3.820 tnf y 1.714 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

5.1.2.2. Muro de Contención H = 6.00 m.

Tabla N° 43 : Fuerza cortante 2-3 H=6.00m

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
6.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5.57	-0.051	0.045	-0.086	0.077	-0.307	-0.006891
5.14	-0.217	0.099	-0.368	0.17	-0.979	-0.017
4.71	-0.48	0.123	-0.817	0.212	-1.739	-0.00922
4.29	-0.842	0.134	-1.432	0.23	-2.587	0.01
3.86	-1.303	0.139	-2.215	0.239	-3.526	0.036
3.43	-1.862	0.142	-3.166	0.244	-4.555	0.06
3.00	-2.522	0.136	-4.287	0.236	-5.677	0.069
2.57	-3.281	0.106	-5.578	0.185	-6.891	0.04
2.14	-4.14	0.018	-7.039	0.036	-8.2	-0.071
1.71	-5.1	-0.183	-8.67	-0.303	-9.601	-0.338
1.29	-6.157	-0.568	-10.468	-0.955	-11.092	-0.855
0.86	-7.311	-1.216	-12.428	-2.052	-12.668	-1.72
0.43	-8.555	-2.171	-14.544	-3.671	-14.319	-2.974
0.00	-9.886	-3.422	-16.807	-5.796	-16.035	-4.573

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

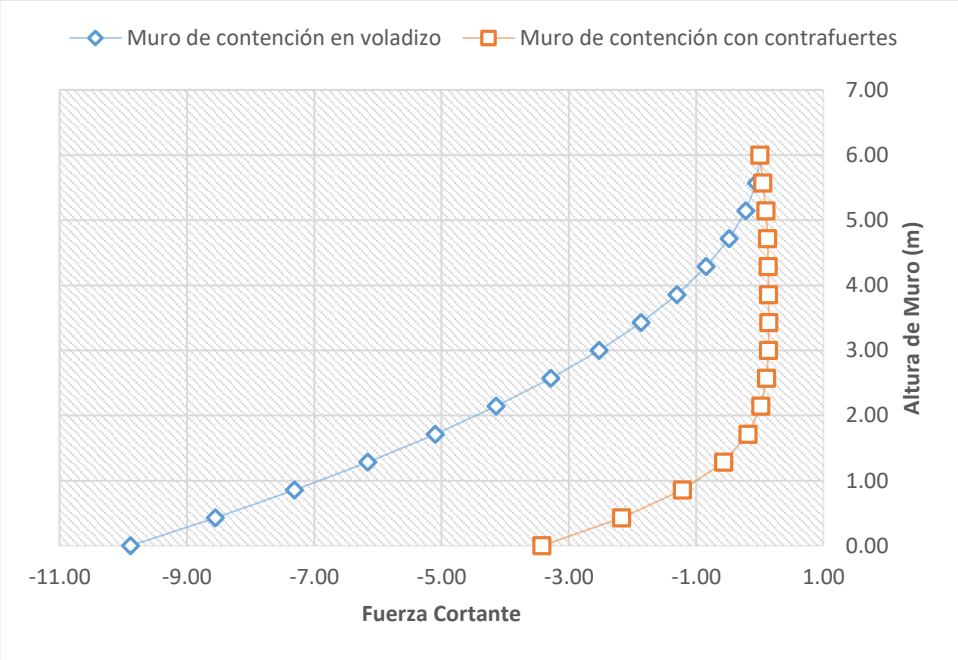


Figura N° 96 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 9.886 tnf y 3.422 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

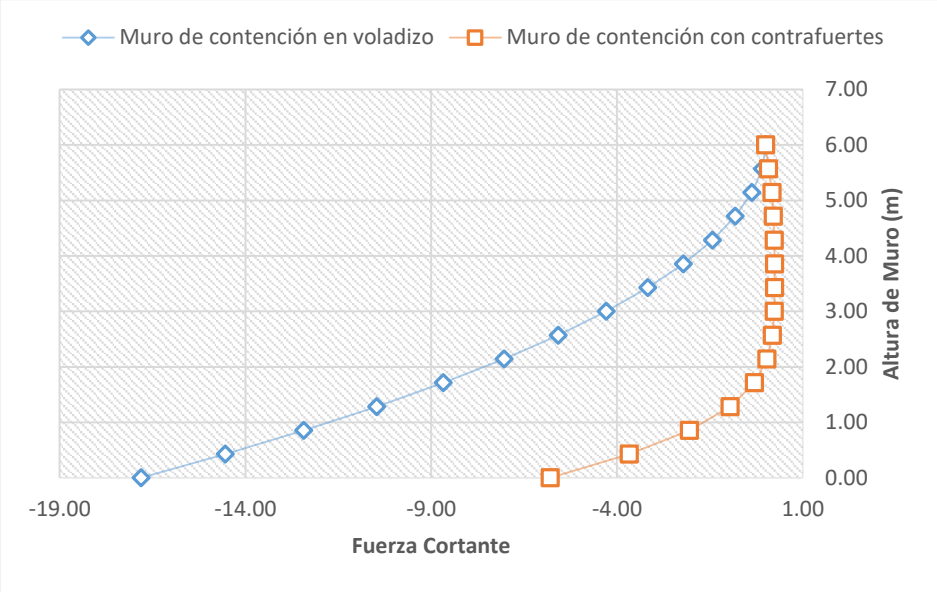


Figura N° 97 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 16.807 tnf y 5.796 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

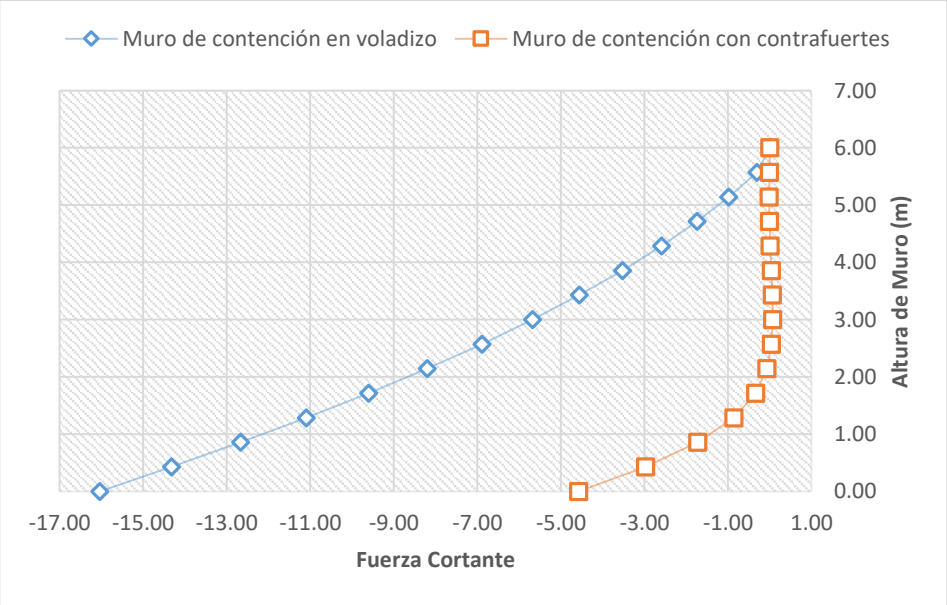


Figura N° 98 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 16.035 tnf y 4.573 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

5.1.2.3. Muro de Contención H = 9.50 m.

Tabla N° 44 : Fuerza cortante 2-3 H=9.50m

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
9.50	0	0	0	0	0	0
9.03	-0.056	0.038	-0.095	0.065	-0.537	-0.089
8.55	-0.247	0.077	-0.419	0.131	-1.679	-0.205
8.08	-0.557	0.08	-0.947	0.137	-2.923	-0.247
7.60	-0.988	0.065	-1.679	0.113	-4.273	-0.253
7.13	-1.539	0.044	-2.617	0.077	-5.727	-0.242
6.65	-2.212	0.024	-3.761	0.043	-7.29	-0.225
6.18	-3.008	0.009185	-5.114	0.019	-8.963	-0.207
5.70	-3.928	0.004053	-6.678	0.011	-10.75	-0.185
5.23	-4.975	0.011	-8.457	0.023	-12.655	-0.157
4.75	-6.15	0.03	-10.455	0.057	-14.684	-0.118
4.28	-7.458	0.059	-12.679	0.105	-16.847	-0.072
3.80	-8.903	0.081	-15.135	0.143	-19.152	-0.036
3.33	-10.49	0.067	-17.833	0.119	-21.613	-0.051
2.85	-12.225	-0.039	-20.783	-0.06	-24.245	-0.193
2.38	-14.115	-0.323	-23.995	-0.541	-27.061	-0.581
1.90	-16.161	-0.9	-27.473	-1.518	-30.071	-1.371
1.43	-18.361	-1.898	-31.213	-3.207	-33.27	-2.733
0.95	-20.701	-3.41	-35.192	-5.765	-36.631	-4.779
0.48	-23.154	-5.418	-39.361	-9.167	-40.095	-7.457
0.00	-25.679	-7.77	-43.653	-13.162	-43.572	-10.499

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

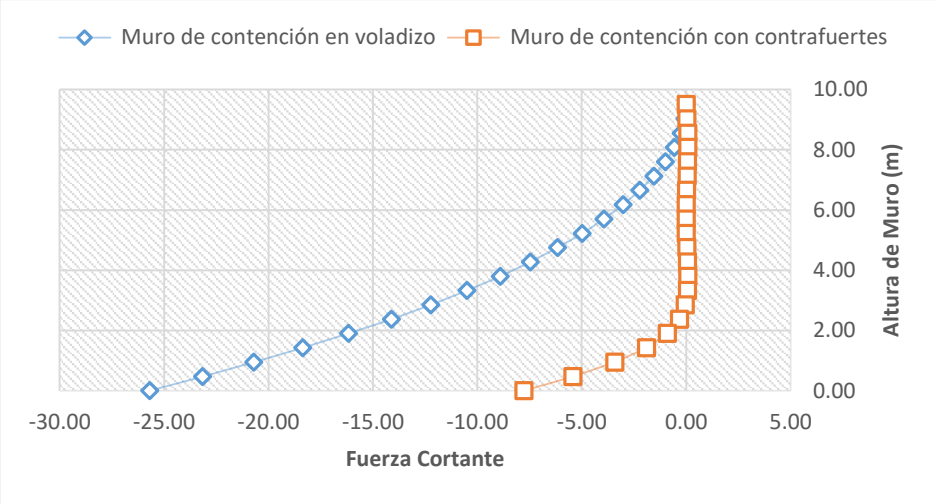


Figura N° 99 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 9.50 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 25.679 y 7.770 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

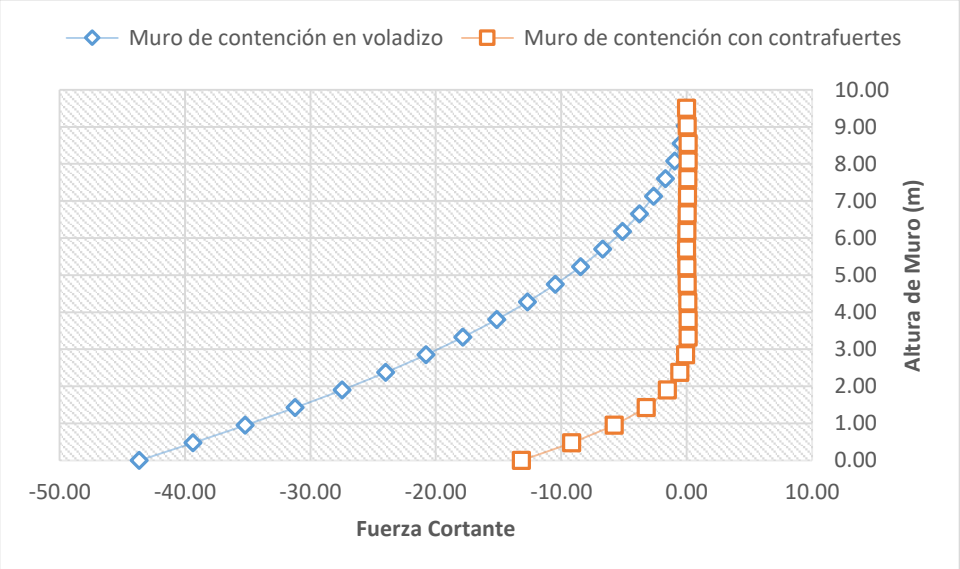


Figura N° 100 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 2 – Muro H = 9.50 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 43.653 tnf y 13.162 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

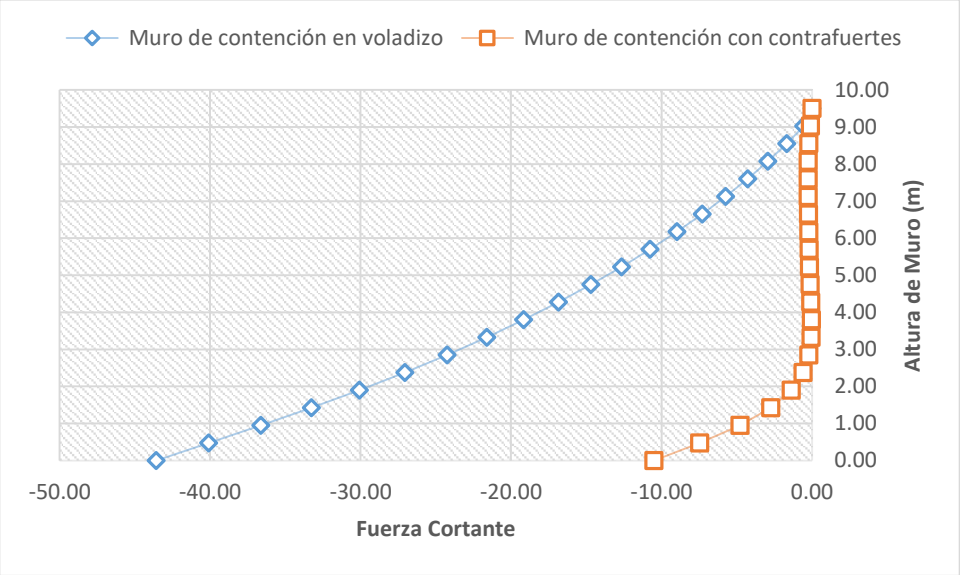


Figura N° 101 : Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 9.50 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 43.572 tnf y 10.499 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Según se muestra en todas las tablas y gráficas, las fuerzas internas máximas calculados en la pantalla de los muros de contención son mayores en los muros en voladizo comparados con los muros con contrafuertes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.1.3. Momentos de Volteo

5.1.3.1. Muro de Contención H = 3.00 m.

Tabla N° 45 : Momento de volteo 2-2 – H=3.00m

	Momento de volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
3.00	-0.00034	0.00452	-0.00058	-0.00799	-0.00072	0.01341
2.50	-0.02993	0.02486	-0.05088	0.04234	-0.10065	0.02494
2.00	-0.16367	0.06822	-0.27824	0.11619	-0.44301	0.05825
1.50	-0.46792	0.10192	-0.79546	0.17409	-1.0886	0.09533
1.00	-1.00776	0.1328	-1.7132	0.22607	-2.09619	0.13469
0.50	-1.84922	-0.18243	-3.1437	-0.30699	-3.52617	-0.36352
0.00	-3.05674	-0.78835	-5.19649	-1.33668	-5.43561	-1.21467

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

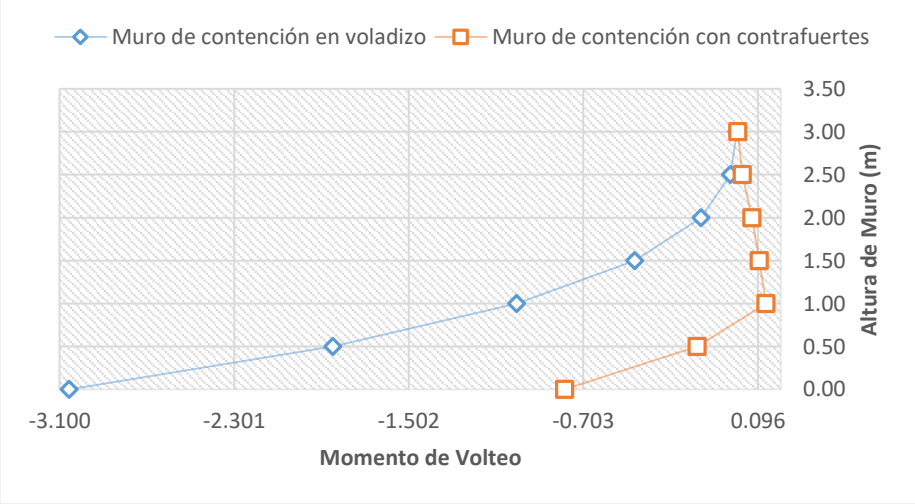


Figura N° 102 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 1 – Muro h = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 3.0567 tnf.m y 0.7884 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

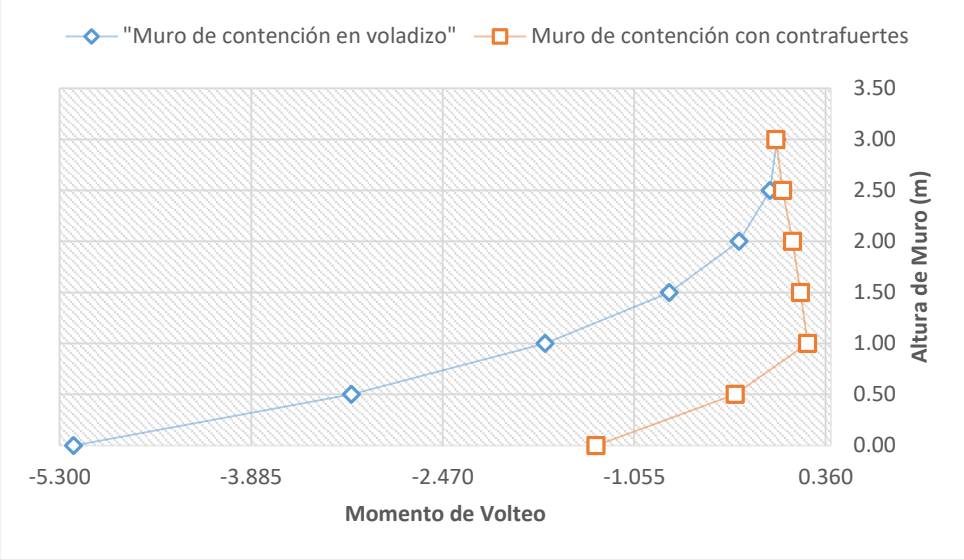


Figura N° 103 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 2 – Muro h = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 5.1965 tnf.m y 1.3367 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

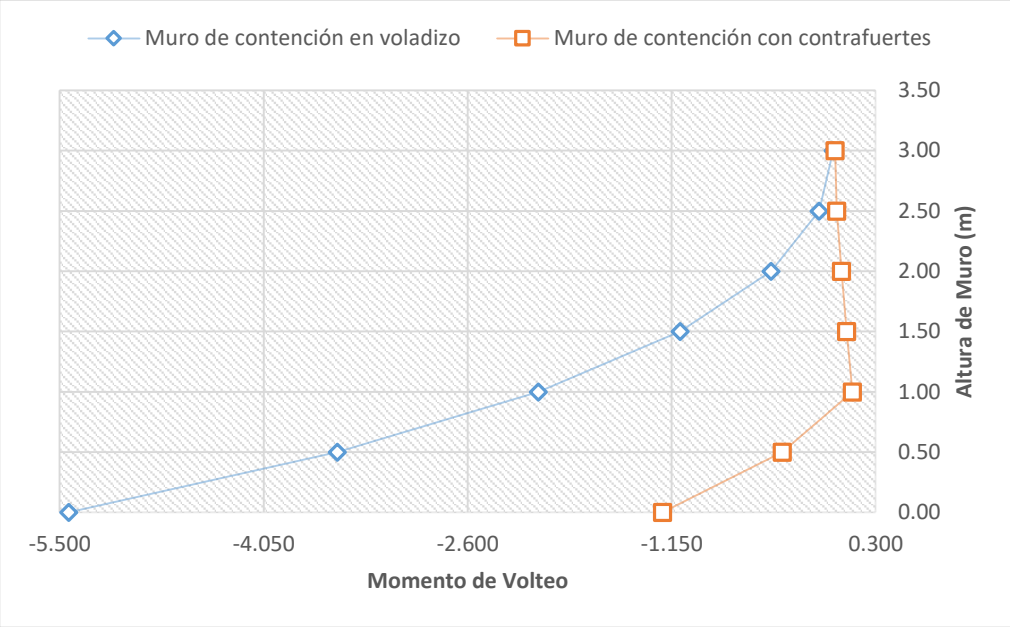


Figura N° 104 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 3.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 5.4356 tnf.m y 1.2147 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.1.3.2. Muro de Contención H = 6.00 m.

Tabla N° 46 : Momento de volteo 2-2 – H=6.00m

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
6.00	-0.00247	-0.00425	-0.0042	-0.00769	-0.00571	0.00851
5.57	-0.01931	0.01502	-0.03283	0.02525	-0.1262	0.01745
5.14	-0.10507	0.03828	-0.17862	0.06435	-0.52965	-0.02084
4.71	-0.30335	0.06092	-0.51569	0.10285	-1.25689	-0.06032
4.29	-0.65235	0.08067	-1.10899	0.13664	-2.33841	-0.08259
3.86	-1.196	0.10115	-2.03674	0.17196	-3.82014	-0.0881
3.43	-1.97992	0.12912	-3.36584	0.21994	-5.73506	-0.07623
3.00	-3.04316	0.1665	-5.17334	0.28412	-8.1283	0.06759
2.57	-4.43363	0.21234	-7.53711	0.36248	-11.0463	0.12967
2.14	-6.19236	0.25143	-10.52692	0.42977	-14.52497	0.20777
1.71	-8.36824	0.32171	-14.22587	0.54703	-18.61709	0.30893
1.29	-11.00119	0.35587	-18.70186	0.60641	-23.35638	0.34147
0.86	-14.13213	-0.28689	-24.02438	-0.47814	-28.77976	-0.57008
0.43	-17.80214	-1.06543	-30.26334	-1.7942	-34.92158	-1.64113
0.00	-22.04033	-2.46918	-37.46821	-4.17709	-41.79284	-3.5092

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

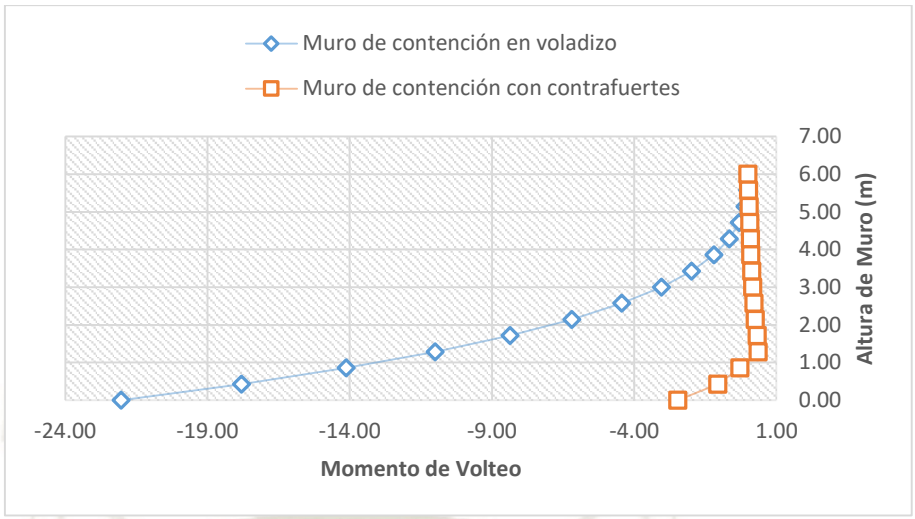


Figura N° 105 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 1 – Muro h = 6.00 m Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 22.0403 tnf.m y 2.4692 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

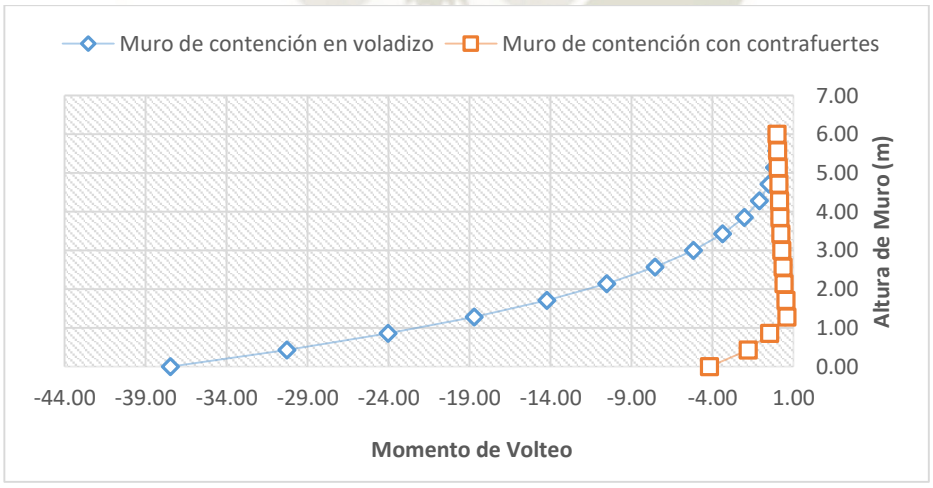


Figura N° 106 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 2 – Muro h = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 37.4682 tnf.m y 4.1771 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

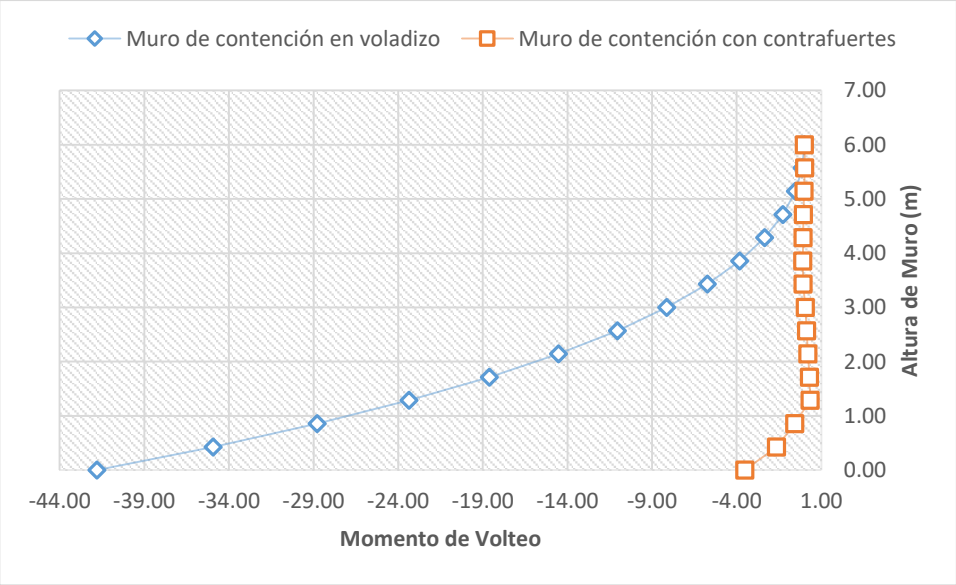


Figura N° 107 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 41.7928 tnf.m y 3.5092 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.1.3.3. Muro de Contención H = 9.50 m.

Tabla N° 47 : Momento de volteo 2-2 – H=9.50m

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
9.50	-0.00021	0.0027	-0.00036	0.00419	-0.00159	-0.00697
9.03	-0.02631	0.02381	-0.04473	0.04016	-0.25704	0.05549
8.55	-0.14221	0.06055	-0.24175	0.10211	-1.05343	0.08265
8.08	-0.40356	0.08937	-0.68606	0.15087	-2.43306	-0.17038
7.60	-0.86486	0.10717	-1.47026	0.18114	-4.44051	-0.23008
7.13	-1.58412	0.11663	-2.693	0.1975	-7.12787	-0.26022
6.65	-2.61534	0.12134	-4.44607	0.20596	-10.53914	-0.28039
6.18	-4.01868	0.12368	-6.83175	0.21059	-14.73113	-0.292
5.70	-5.84723	0.12756	-9.94027	0.21802	-19.7462	-0.2991
5.23	-8.16497	0.13932	-13.88043	0.23907	-25.64924	-0.30034
4.75	-11.02412	0.16526	-18.74097	0.28432	-32.48095	-0.28577
4.28	-14.49585	0.21194	-24.64286	0.36487	-40.32134	-0.24882
3.80	-18.63331	0.28252	-31.67649	0.48582	-49.21353	-0.18602
3.33	-23.51893	0.36701	-39.98194	0.6302	-59.26176	-0.1036
2.85	-29.22502	0.44783	-49.68211	0.76502	-70.55363	0.18423
2.38	-35.82567	0.55847	-60.90297	0.95276	-83.17456	0.30296
1.90	-43.42214	0.58481	-73.81654	0.99699	-97.27404	-0.34466
1.43	-52.07919	-0.55699	-88.53293	-0.93484	-112.9252	-1.35413
0.95	-61.8851	-1.93192	-105.20209	-3.26025	-130.25322	-3.29798
0.48	-72.87526	-4.30681	-123.88421	-7.28338	-149.26979	-6.56644
0.00	-85.06833	-7.8577	-144.6109	-13.31113	-169.95018	-11.35167

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

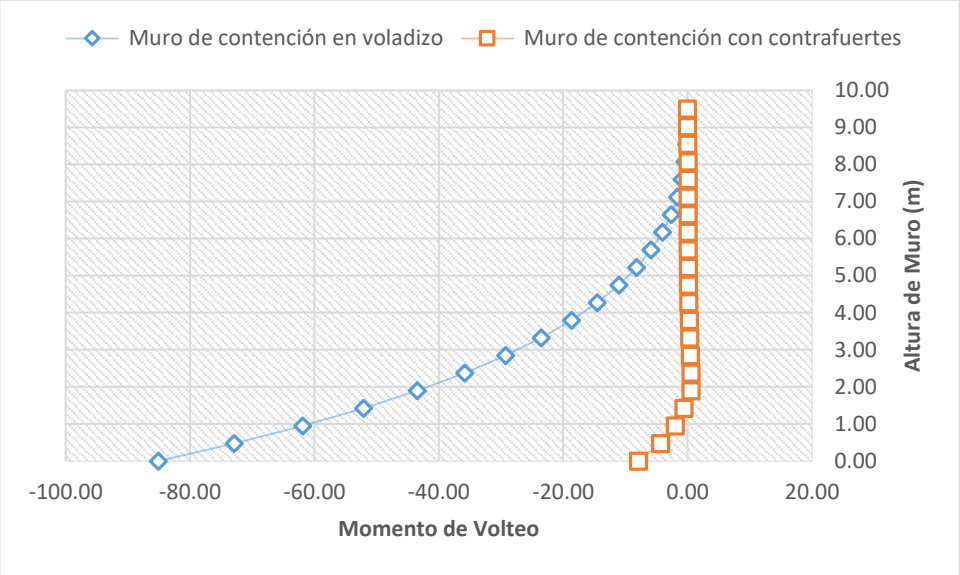


Figura N° 108 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 1 – Muro h = 9.50 m

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 77.9376 tnf.m y 7.8125 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

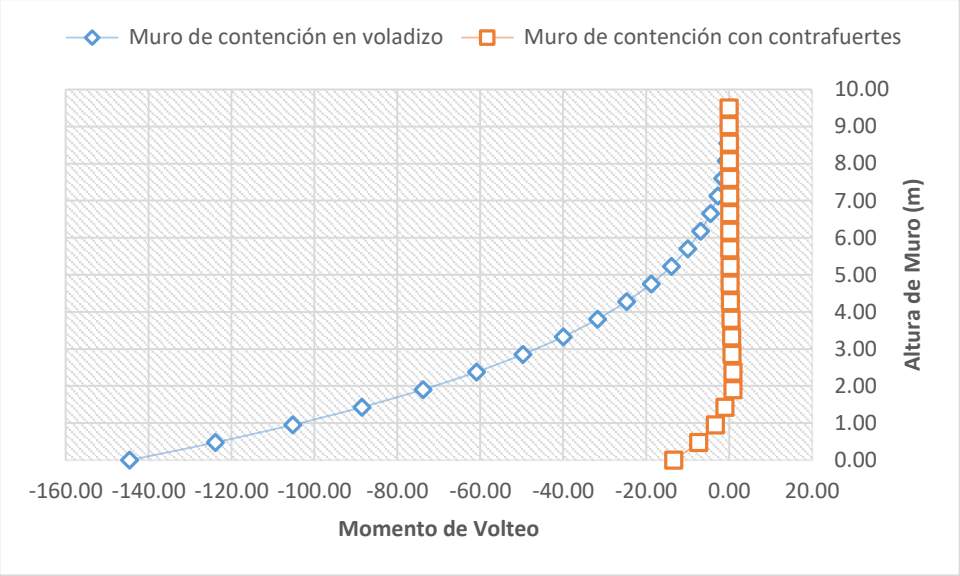


Figura N° 109 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 2 – Muro h = 9.50 m. Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 132.489 tnf.m y 13.2343 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25 (CM + CE) + CS)

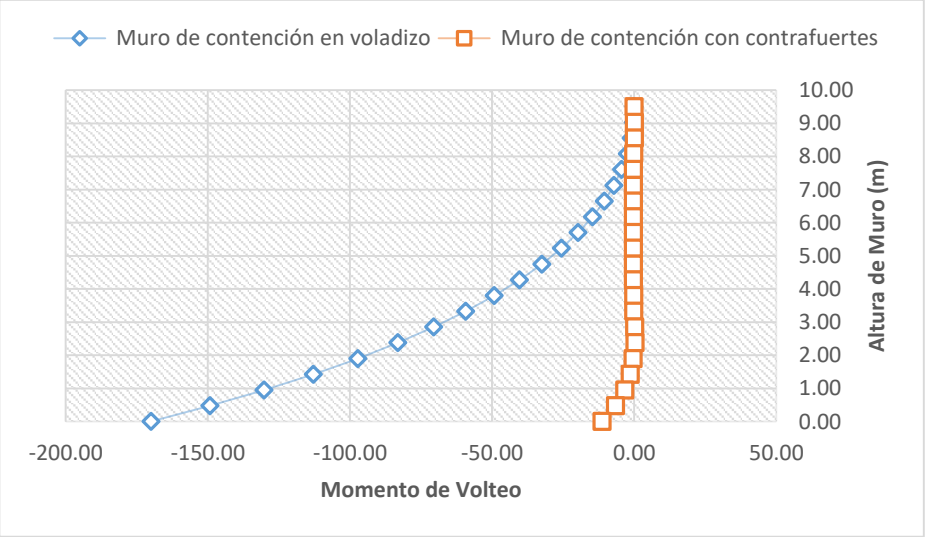


Figura N° 110 : Momento de volteo vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 9.50 m. Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.2. Diseño Estructural de Muros de Contención

5.2.1. Diseño Estructural de Muros de Contención en Voladizo (H=6.00 m)

5.2.1.1. Diseño Estructural de la Pantalla

- **Cargas en la Pantalla del Muro de Contención (SAP)**

Tabla N° 48 : Carga hacia la pantalla – Muro en voladizo H=6.00m

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
6.00	0.000	-0.0042
5.57	-0.086	-0.03283
5.14	-0.368	-0.17862
4.71	-0.817	-0.51569
4.29	-1.432	-1.10899
3.86	-2.215	-2.03674
3.43	-3.166	-3.36584
3.00	-4.287	-5.17334
2.57	-5.578	-7.53711
2.14	-7.039	-10.52692
1.71	-8.67	-14.22587
1.29	-10.468	-18.70186
0.86	-12.428	-24.02438
0.43	-14.544	-30.26334
0.00	-16.807	-37.46821

Fuente: Elaboración propia

Modelamiento en SAP 2000

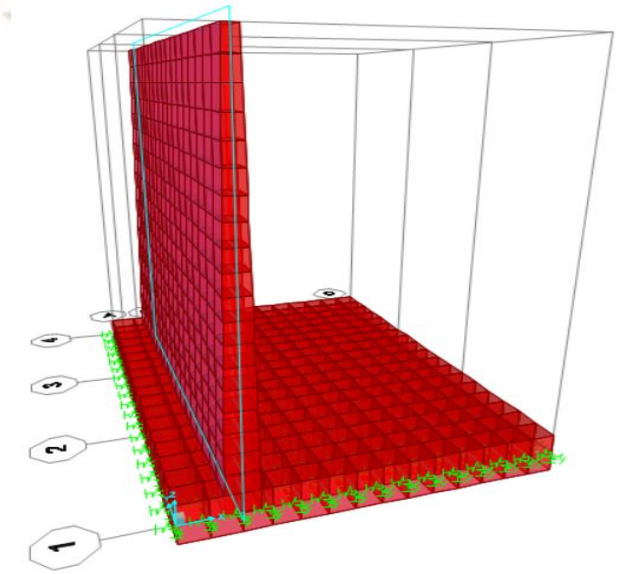


Figura N° 111 : Modelo 3D SAP2000 V.20.2 – Muro de contención en voladizo H = 6.00 m. Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Datos de Entrada**

✓ **Características de los Materiales**

γ c = 2.40 tnf/m3 Peso Específico del Concreto

f'c = 210 kg/cm2 Resistencia a la Compresión del Concreto

fy = 4200 kg/cm2 Modulo de Fluencia del Acero de Refuerzo

✓ **Condiciones para el Diseño**

- **Dimensiones de la Pantalla**

Espesor en Corona de Pantalla **t1** = 0.25 m

Espesor en Base de Pantalla **t2** = 0.35 m

Altura de Pantalla **Hp** = 5.40 m

Recubrimiento (NormaE-060–Articulo7.7.1) **rp** = 4.00 cm

Peralte Efectivo en Corona **d1** = 0.188 m

Peralte Efectivo en Base de Pantalla **d2** = 0.288 m

Base de Diseño **b** = 1.00 m

- **Refuerzo Mínimo (Cuantías)**

Refuerzo Horizontal

ρh = 0.002 (Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Refuerzo Vertical

ρv = 0.0015 (Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota: El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a más de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

- **Diseño Estructural**

Factores de Reducción

Øf (flexión) = 0.9 (Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)

Øc (corte) = 0.85 (Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
6.00	0.000	0.004	0.188	0.00139	0.006	3.750
5.57	0.086	0.033	0.195	0.01049	0.045	3.858
5.14	0.368	0.179	0.202	0.05509	0.234	3.965
4.71	0.817	0.516	0.209	0.15395	0.654	4.073
4.29	1.432	1.109	0.216	0.32157	1.367	4.178
3.86	2.215	2.037	0.223	0.57479	2.443	4.285
3.43	3.166	3.366	0.231	0.92717	3.940	4.393
3.00	4.287	5.173	0.238	1.39527	5.930	4.500
2.57	5.578	7.537	0.245	1.99680	8.486	4.608
2.14	7.039	10.527	0.252	2.74904	11.683	4.715
1.71	8.670	14.226	0.259	3.67595	15.623	4.823
1.29	10.468	18.702	0.266	4.80558	20.424	4.928
0.86	12.428	24.024	0.273	6.16366	26.196	5.035
0.43	14.544	30.263	0.281	7.79635	33.134	5.143
0.00	16.807	37.468	0.288	9.75943	41.478	5.250

Fuente: Elaboración propia

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.840 cm2
Espaciamiento	6.847	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	7.50	cm	Ø 3/4	@ 7.50 cm

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

M(2-2) máx.	37.468	tnf.m	a1	4.387 cm
M(2-2) corte var.	18.734	tnf.m	As	18.643 cm2

Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	15.23	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

As (utilizado)	18.93	cm2	a	4.455 cm

M(2-2) resistente 01	11.84 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	19.00 Tnf.m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

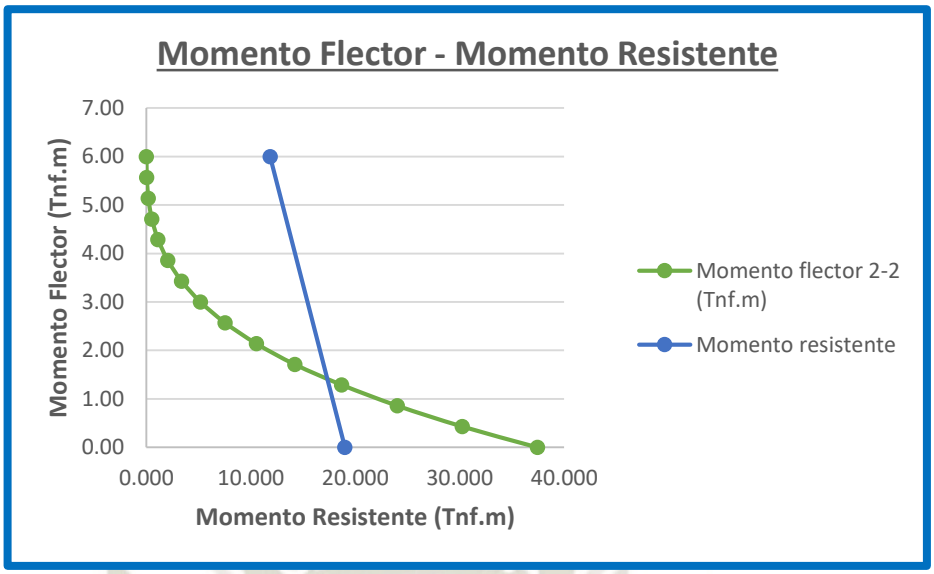


Figura N° 112 : Altura de corte de varilla en pantalla – Muro de contención en voladizo H = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

Lc - 01	1.50 m
Lc - 02	0.23 m
Lt	1.73 m

Acero mínimo vertical				
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	24.57	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2	@ 20.00 cm

Acero mínimo horizontal				
As (mín.)	5.67 cm2		d1	0.283 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	22.76	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2	@ 20.00 cm

As (mín.)	6.33 cm2		d2	0.317 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	20.37	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2	@ 20.00 cm

As (mín.)	7.00 cm2		d3	0.350 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2	@ 15.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Verificación de corte	$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$

Vu	16.81 Tnf	
ØVc	18.79 Tnf	Ok

Fuente: Elaboración propia

5.2.1.2. Diseño Estructural de la Zapata

✓ **Condiciones para el Diseño**

- **Dimensiones de la Zapata**

Ancho de Zapata **B** = 4.25 m

Punta de Zapata **Bp** = 0.60 m

Talon de Zapata **Bt** = 3.30 m

Peralte de Zapata **Hz** = 0.60 m

Recubrimiento (NormaE-060–Articulo7.7.1) **rz** = 7.00 cm

Peralte Efectivo en Zapata **d1** = 0.522 m

Base de Diseño **b** = 1.00 m

- **Factores de Combinaciones de Carga**

Carga Muerta

fcm = 1.4 (Norma E-060 - Articulo 9.2)

Carga Viva

fcv, fes = 1.7 (Norma E-060 - Articulo 9.2)

Combinación 01: U= 1.4 CM +1.7 CV +1.7 CE

- **Refuerzo Mínimo (Cuantías)**

Refuerzo Horizontal

ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota: El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a más de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

✓ Diseño Estructural del Talón

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	14.529 Tnf/m2
σmín. =	6.096 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	9.45 Tnf/m
W(P. Prop.)	1.44 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

σ2-2 =	12.644 Tnf/m2
Mr =	45.08 Tnf.m
Mr (último) =	76.63 Tnf.m

Wu	18.93 Tnf/m
Mact. (último)	103.08 Tnf.m

M (diseño) =	26.45 Tnf.m
a =	3.25516
As =	13.83 cm2

As (mín)	10.80 cm2

As (diseño)	13.83 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	14.38	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	10.80 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8	@ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	9.91 Tnf	
ØVc	34.08 Tnf	Ok

Fuente: Elaboración propia

✓ Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	14.529 Tnf/m2
σmín. =	6.096 Tnf/m2

Acero de Diseño	
M (diseño) =	4.32 Tnf.m
a =	0.518 cm
As =	2.20 cm2

σ2-2 =	13.338 Tnf/m2
Mact =	2.54 Tnf.m
Mact. (último) =	4.32 Tnf.m

As (mín) =	10.80 cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (diseño)	2.20 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	10.80 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8	@ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	14.21 Tnf	
ØVc	34.08 Tnf	Ok

Fuente: Elaboración propia

5.2.1.3. Distribución de Acero

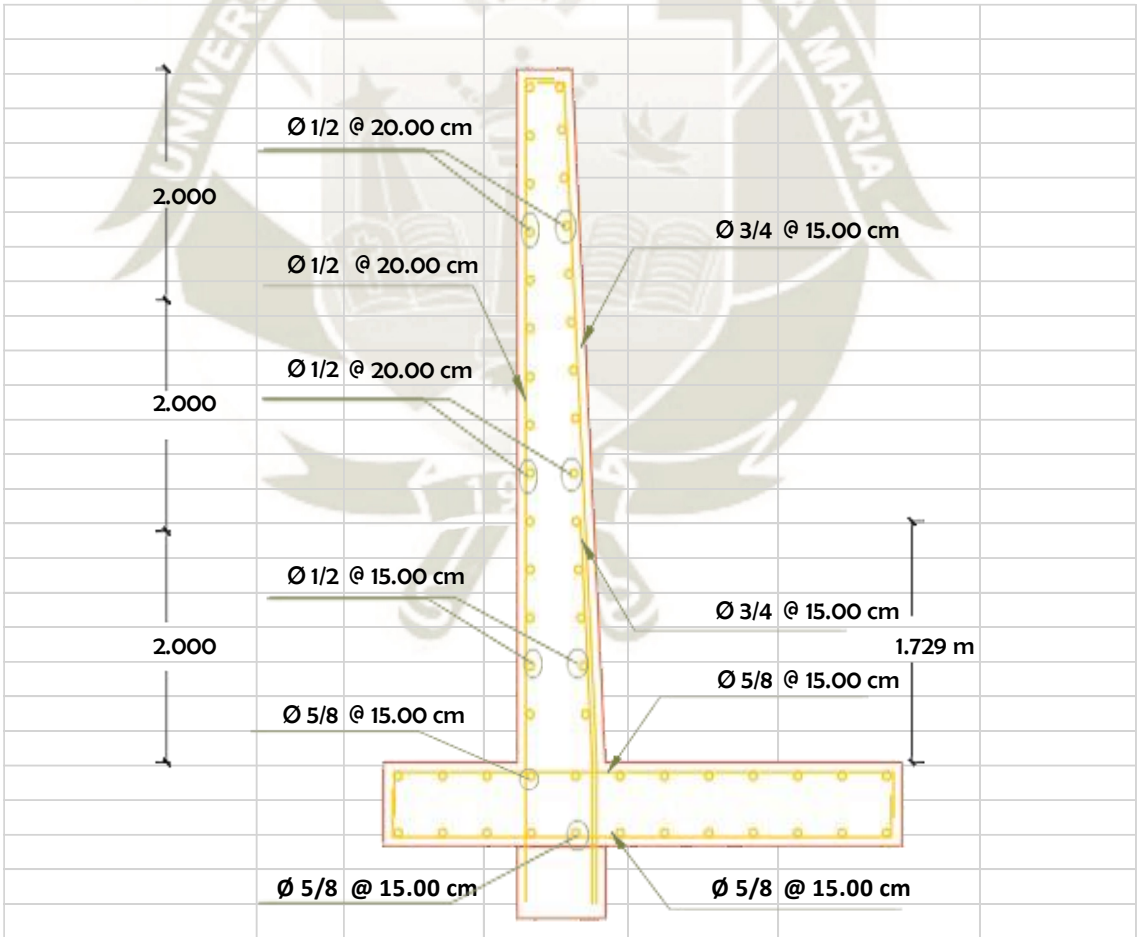


Figura N° 113 : Detallamiento de acero – Muro de contención en voladizo H = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.2.2. Diseño Estructural de Muros de Contención con Contrafuerte (H=6.00 m)

5.2.2.1. Datos de Entrada

✓ **Características de los Materiales**

γ c = 2.40 tnf/m3 Peso Específico del Concreto

f'c = 210 kg/cm2 Resistencia a la Compresión del Concreto

fy = 4200 kg/cm2 Modulo de Fluencia del Acero de Refuerzo

✓ **Condiciones para el Diseño**

- **Dimensiones de la Pantalla**

Espesor en Corona de Pantalla	**t1** = 0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	**t2** = 0.35 m
Altura de Pantalla	**Hp** = 5.40 m
Recubrimiento (NormaE-060–Articulo7.7.1)	**rp** = 4.00 cm
Peralte Efectivo en Corona	**d1** = 0.204 m
Peralte Efectivo en Base de Pantalla	**d2** = 0.304 m
Base de Diseño	**b** = 1.00 m

- **Dimensiones de la Zapata**

Ancho de Zapata	**B** = 4.25 m
Punta de Zapata	**Bp** = 0.60 m
Talon de Zapata	**Bt** = 3.30 m
Peralte de Zapata	**Hz** = 0.60 m
Recubrimiento (NormaE-060–Articulo7.7.1)	**rz** = 7.00 cm
Peralte Efectivo en Zapata	**d1** = 0.522 m
Base de Diseño	**b** = 1.00 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Refuerzo Mínimo (Cuantías)**

  EN MUROS

  Refuerzo Horizontal

  ρh = 0.002 (Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

  Refuerzo Vertical

  ρv = 0.0015 (Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

  EN ZAPATA

  Refuerzo Horizontal

  ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1,9.7.2)

- **Factores de Reducción**

  Øf (flexión) = 0.9 (Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)

  Øc (corte) = 0.85 (Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

- **Factores de Combinaciones de Carga**

  Carga Muerta

  fcm = 1.4 (Norma E-060 - Articulo 9.2)

  Carga Viva

  fcv, fes = 1.7 (Norma E-060 - Articulo 9.2)

  Combinación 01: U= 1.4 CM +1.7 CV +1.7 CE

5.2.2.2. Diseño Estructural de la Pantalla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

✓ Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	1.800 m
	σempuje activo =	0.95 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.87 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.401 Tnf.m
	a =	0.433 cm
	As =	1.84 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	1.800 m
σempuje activo =	0.95 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.87 Tnf/m2
M+(centro) =	0.700 Tnf.m
a =	0.215 cm
As =	0.91 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Segundo tramo	APOYO	
H/2	h2 =	2.700 m
	σempuje activo =	1.42 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.67 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.005 Tnf.m
	a =	0.414 cm
	As =	1.76 cm2
	As (mín) =	6.00 cm2

CENTRO DEL TRAMO	
h2 =	2.700 m
σempuje activo =	1.42 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.67 Tnf/m2
M+(centro) =	1.003 Tnf.m
a =	0.206 cm
As =	0.88 cm2
As (mín) =	6.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.50 cm
Esp. utilizado	20.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.50 cm
Esp. utilizado	20.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm

Verificación de corte

Vu	3.743 Tnf	
ØVc	17.491 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\, pH^2 \left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tramo	Momento Negativo (-M1)	
H	σempuje activo =	2.84 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	5.09 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	2.474 Tnf.m
	a =	0.512 cm
	As =	3.26 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2

Momento positivo (+M2)	
σempuje activo =	2.84 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	5.09 Tnf/m2
M+(Pantalla) =	0.619 Tnf.m
a =	0.127 cm
As =	0.81 cm2
As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	2.700 m	h2 =	1.950 m	h3 =	0.750 m
Vu	9.825 Tnf					
ØVc	17.491 Tnf		Ok			

Fuente: Elaboración propia

5.2.2.3. Diseño Estructural del Zapata

✓ **Talón Posterior**

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	14.370 Tnf/m2
σmín. =	5.766 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(relleno)	9.45 Tnf/m
W(peso prop.)	1.44 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

σ1-1 =	12.447 Tnf/m2
wu1 =	2.23 Tnf.m
wu2 =	9.13 Tnf.m
wu (diseño) =	9.13 Tnf.m

Mu	5.96 Tnf/m
a	0.716 cm
As	3.04 cm2
As (mín)	10.80 cm2

As (diseño)	3.04 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	10.80 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte		
Vu	15.063 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	12.781 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	30.072 Tnf	Ok

Fuente: Elaboración propia

- ✓ **Talón Anterior**

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	14.370 Tnf/m2
σmín. =	5.766 Tnf/m2

σ2-2 =	13.155 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	2.51 Tnf.m	
Mact. (último) =	4.27 Tnf.m	

M (diseño) =	4.27 Tnf.m	As (mín)	10.80 cm2
a =	0.51203		
As =	2.18 cm2		

As (diseño)	2.18 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.426	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	10.80 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.426	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte		
Vu	8.26 Tnf	
ØVc	30.07 Tnf	Ok

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.2.2.4. Diseño Estructural del Contrafuerte

✓ **Datos del Contrafuerte**

Espesor =	0.20 m	Angulo de Inclinacion Contrafuerte	α =	58.57 °	
Separación (S) =	3.00 m				
Separación (S') =	2.80 m				
Altura de pantalla =	5.40 m	Recubrimiento	r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
Talón =	3.30 m		t1 =	3.30 m	

Fuente: Elaboración propia

✓ **Refuerzo en Tracción**

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Primer tramo				
h1 =	5.40 m	d =	3.24 m	
σempuje activo =	2.84 Tnf/m2	Tu	13.684 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	3.62 cm2	
σúltimo =	5.09 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	13.746 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	24.743 Tnf.m	# Var.	3 varillas de	Ø 1/2

Segundo tramo				
h1 =	2.70 m	d	1.590 m	
σempuje activo =	1.42 Tnf/m2	Tu	3.625 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.96 cm2	
σúltimo =	2.67 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	3.609 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	3.248 Tnf.m	# Var.	3 varillas de	Ø 1/2

Tercer tramo				
h1 =	1.80 m	d	1.040 m	
σempuje activo =	0.95 Tnf/m2	Tu	1.704 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.45 cm2	
σúltimo =	1.87 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	1.681 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	1.009 Tnf.m	# Var.	3 varillas de	Ø 1/2

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

✓ Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	2.67 Tnf/m2
Tu =	4.010 Tnf
As =	1.06 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	1.06 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	2.67 Tnf/m2
Tu =	4.010 Tnf
As =	1.06 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	1.06 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus características geométricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la sección critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.810 m	de la Base	La sección critica se ubica a	4.590 m

Vu	18.407 Tnf	
Vc	37.327 Tnf	Ok

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.2.2.5. Distribución de Acero

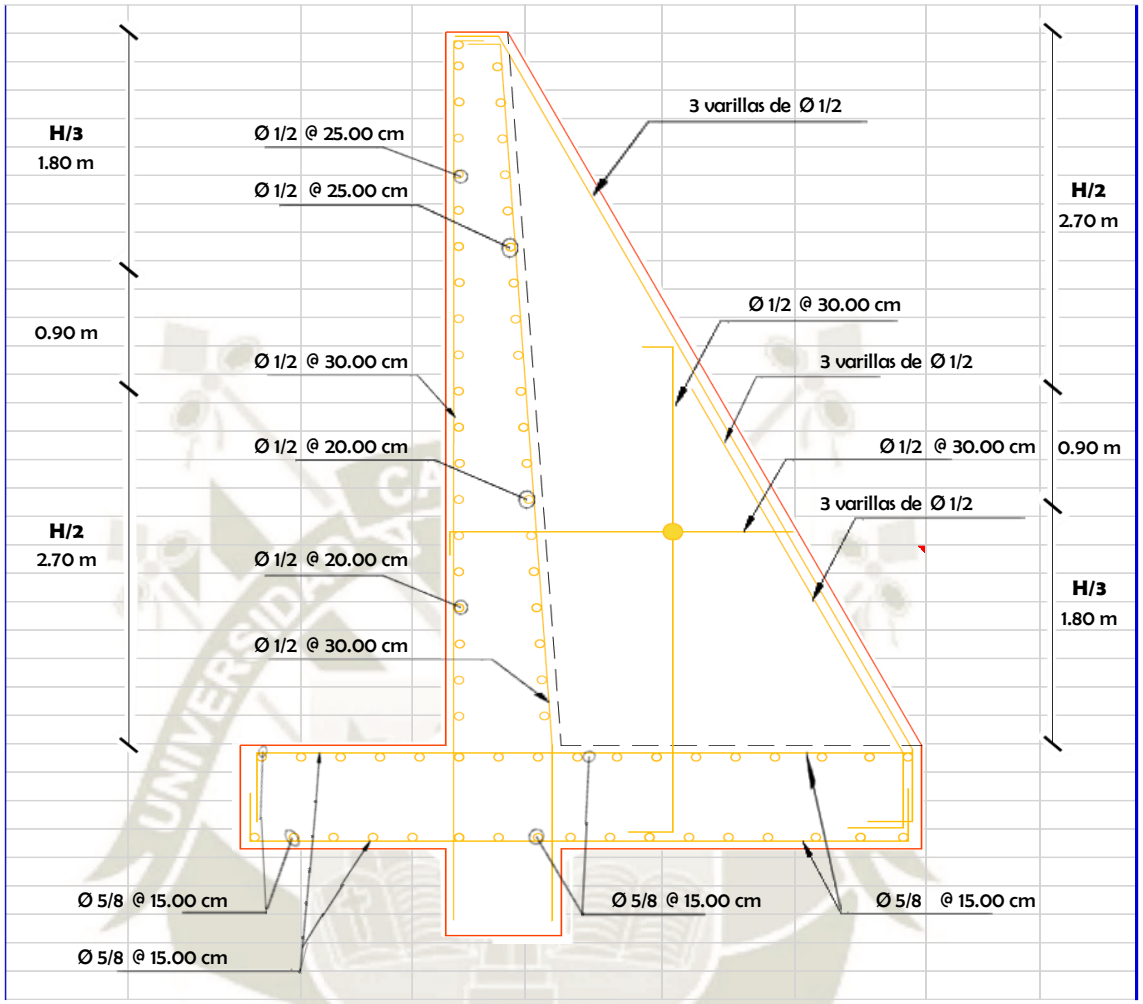


Figura N° 114 : Detallamiento de acero – Muro de contención con contrafuertes H = 6.00 m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.3. Análisis Comparativo Económico

Para realizar el análisis comparativo económico de este proyecto, solamente se tomaron en cuenta las partidas de estructuras en ambos sistemas de muros de contención. La comparación de las partidas de estructuras es importante, puesto que los sistemas de muro de contención usados difieren ciertamente en el sistema estructural, presentando algunos elementos estructurales diferentes.

El análisis de partidas respecto a los campos de arquitectura, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas no son parte del proyecto. Así mismo no presentarían diferencias significativas en el costo directo.

5.3.1. Planilla de Metrados

Para realizar el análisis comparativo económico de este proyecto primero se parte de realizar los metrados correspondientes de los sistemas de muros de contención propuestos, muros de contención en voladizo y muros de contención con contrafuerte; presentándose como partidas principales las de concreto armado, las cuales corresponden a:

- Acero grado 60,fy=4200 kg/cm2
- Encofrado y Desencofrado
- Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2

El metrado se realizó por cada tipo de muro, desde el muro Tipo C (H= 2.00 m) al muro Tipo R (H=9.50 m) en ambos sistemas de muros de contención.

5.3.1.1. Metrados de Muros de Contención en Voladizo

El presupuesto de metrados de muro de contención en voladizo presenta las partidas de concreto armado ya antes mencionadas. En la Figura N° 115, N° 116 y Figura N°117 se aprecian a detalle las partidas correspondientes a estructuras, indicándose su descripción, unidad y el metrado de cada partida.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	Descripción	Unidad	Metrado
01	ESTRUCTURAS - MUROS EN VOLADIZO		
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.01.01	MURO TIPO C - H=2.00 m		
01.01.01.01	CIMENTACION - ZAPATA		
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	207.31
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.30
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.05
01.01.01.02	PANTALLA EN VOLADIZO		
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	225.12
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	30.60
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	3.83
01.01.02	MURO TIPO D - H=2.50 m		
01.01.02.01	CIMENTACION - ZAPATA		
01.01.02.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	457.44
01.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.60
01.01.02.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	6.30
01.01.02.02	PANTALLA EN VOLADIZO		
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	283.08
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	37.80
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	4.73
01.01.03	MURO TIPO E - H=3.00 m		
01.01.03.01	CIMENTACION - ZAPATA		
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	505.15
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.80
01.01.03.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	7.20
01.01.03.02	PANTALLA EN VOLADIZO		
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	349.02
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	46.80
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	5.85
01.01.04	MURO TIPO F - H=3.50 m		
01.01.04.01	CIMENTACION - ZAPATA		
01.01.04.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	636.36
01.01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.20
01.01.04.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.00
01.01.04.02	PANTALLA EN VOLADIZO		
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	503.40
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	55.80
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	6.98
01.01.05	MURO TIPO G - H=4.00 m		
01.01.05.01	CIMENTACION - ZAPATA		
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	684.07
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.40
01.01.05.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.90
01.01.05.02	PANTALLA EN VOLADIZO		
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	739.49
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	64.80
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	8.10
01.01.06	MURO TIPO H - H=4.50 m		
01.01.06.01	CIMENTACION - ZAPATA		
01.01.06.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	761.60
01.01.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	10.80
01.01.06.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	12.15
01.01.06.02	PANTALLA EN VOLADIZO		
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	977.42
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	72.90
01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.11

Figura N° 115 : Metrado de Muros de Contención en Voladizo, H=2.00 m a H=4.50 m

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado*
01.01.07	**MURO TIPO I - H=5.00 m**		
01.01.07.01	**CIMENTACION - ZAPATA**		
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,059.47
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	12.50
01.01.07.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	15.75
01.01.07.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**		
01.01.07.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,268.21
01.01.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	81.00
01.01.07.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	11.14
01.01.08	**MURO TIPO J - H=5.50 m**		
01.01.08.01	**CIMENTACION - ZAPATA**		
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,237.22
01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	14.03
01.01.08.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	18.56
01.01.08.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**		
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,511.36
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	89.10
01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	13.37
01.01.09	**MURO TIPO K - H=6.00 m**		
01.01.09.01	**CIMENTACION - ZAPATA**		
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,701.30
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	15.90
01.01.09.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	22.95
01.01.09.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**		
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,893.57
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	97.20
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	14.58
01.01.10	**MURO TIPO L - H=6.50 m**		
01.01.10.01	**CIMENTACION - ZAPATA**		
01.01.10.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,038.94
01.01.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	17.55
01.01.10.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	26.33
01.01.10.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**		
01.01.10.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,463.47
01.01.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	105.30
01.01.10.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	17.11
01.01.11	**MURO TIPO M - H=7.00 m**		
01.01.11.01	**CIMENTACION - ZAPATA**		
01.01.11.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,174.34
01.01.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	19.25
01.01.11.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	29.93
01.01.11.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**		
01.01.11.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,156.32
01.01.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	113.40
01.01.11.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	18.43
01.01.12	**MURO TIPO N - H=7.50 m**		
01.01.12.01	**CIMENTACION - ZAPATA**		
01.01.12.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,787.79
01.01.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	21.38
01.01.12.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	35.44
01.01.12.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**		
01.01.12.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,524.49
01.01.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	121.50
01.01.12.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	21.26

Figura N° 116 :Metrado de Muros de Contención en Voladizo, H=5.00 m a H=7.50 m

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado*
01.01.13	MURO TIPO O - H=8.00 m		
01.01.13.01	CIMENTACION - ZAPATA		
01.01.13.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,667.31
01.01.13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	23.60
01.01.13.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	41.40
01.01.13.02	PANTALLA EN VOLADIZO		
01.01.13.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,971.30
01.01.13.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	129.60
01.01.13.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	24.30
01.01.14	MURO TIPO P - H=8.50 m		
01.01.14.01	CIMENTACION - ZAPATA		
01.01.14.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	4,285.47
01.01.14.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	25.50
01.01.14.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	45.90
01.01.14.02	PANTALLA EN VOLADIZO		
01.01.14.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	5,394.57
01.01.14.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	137.70
01.01.14.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	25.82
01.01.15	MURO TIPO Q - H=9.00 m		
01.01.15.01	CIMENTACION - ZAPATA		
01.01.15.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	4,629.65
01.01.15.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	27.90
01.01.15.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	52.65
01.01.15.02	PANTALLA EN VOLADIZO		
01.01.15.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	6,081.80
01.01.15.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	145.80
01.01.15.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	29.16
01.01.16	MURO TIPO R - H=9.50 m		
01.01.16.01	CIMENTACION - ZAPATA		
01.01.16.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	5,688.79
01.01.16.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	29.93
01.01.16.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	57.71
01.01.16.02	PANTALLA EN VOLADIZO		
01.01.16.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	6,439.45
01.01.16.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	153.90
01.01.16.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	32.70

Figura N° 117:Metrado de Muros de Contención en Voladizo, H=8.00 m a H=9.50 m

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

5.3.1.2. Metrados de Muros de Contención con Contrafuerte

El presupuesto de metrados de muro de contención en voladizo presenta las partidas de concreto armado ya antes mencionadas. En la Figura N° 118, Figura N°119 y Figura N°120 se aprecian a detalle las partidas correspondientes a estructuras, indicándose su descripción, unidad y el metrado de cada partida.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado*
02	ESTRUCTURAS - MUROS CON CONTRAFUERTE		
02.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.01.01	MURO TIPO C - H=2.00 m		
02.01.01.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	284.93
02.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.30
02.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.05
02.01.01.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.01.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	378.48
02.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	37.08
02.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	4.47
02.01.02	MURO TIPO D - H=2.50 m		
02.01.02.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.02.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	457.44
02.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.60
02.01.02.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	6.30
02.01.02.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.02.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	437.92
02.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	47.88
02.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	5.73
02.01.03	MURO TIPO E - H=3.00 m		
02.01.03.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.03.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	505.15
02.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.80
02.01.03.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	7.20
02.01.03.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.03.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	518.67
02.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	61.92
02.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.36
02.01.04	MURO TIPO F - H=3.50 m		
02.01.04.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.04.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	636.36
02.01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.20
02.01.04.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.00
02.01.04.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.04.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	612.22
02.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	78.12
02.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.21
02.01.05	MURO TIPO G - H=4.00 m		
02.01.05.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.05.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	684.07
02.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.40
02.01.05.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.90
02.01.05.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.05.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	698.98
02.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	94.32
02.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	11.05
02.01.06	MURO TIPO H - H=4.50 m		
02.01.06.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.06.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	761.60
02.01.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	10.80
02.01.06.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	12.15
02.01.06.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.06.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	795.92
02.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	107.70
02.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	12.59

FiguraN°118 :Metrado de M. de Contención con Contrafuerte, H=2.00 m a H=4.50 m

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado*
02.01.07	MURO TIPO I - H=5.00 m		
02.01.07.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.07.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,059.47
02.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	12.50
02.01.07.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	15.75
02.01.07.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.07.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	916.07
02.01.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	127.80
02.01.07.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	15.82
02.01.08	MURO TIPO J - H=5.50 m		
02.01.08.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.08.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,136.30
02.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	14.03
02.01.08.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	18.56
02.01.08.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.08.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,042.11
02.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	144.54
02.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	18.91
02.01.09	MURO TIPO K - H=6.00 m		
02.01.09.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.09.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,701.30
02.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	15.90
02.01.09.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	22.95
02.01.09.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.09.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,177.73
02.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	168.48
02.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	21.71
02.01.10	MURO TIPO L - H=6.50 m		
02.01.10.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.10.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,822.36
02.01.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	17.55
02.01.10.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	26.33
02.01.10.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.10.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,372.48
02.01.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	187.22
02.01.10.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	25.30
02.01.11	MURO TIPO M - H=7.00 m		
02.01.11.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.11.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,943.41
02.01.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	19.25
02.01.11.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	29.93
02.01.11.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.11.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,469.63
02.01.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	204.12
02.01.11.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	27.50
02.01.12	MURO TIPO N - H=7.50 m		
02.01.12.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.12.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,300.15
02.01.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	21.38
02.01.12.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	35.44
02.01.12.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.12.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,727.16
02.01.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	230.86
02.01.12.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	32.20

FiguraN°119 :Metrado de M. de Contención con Contrafuerte, H=5.00 m a H=7.50 m

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado*
02.01.13	MURO TIPO O - H=8.00 m		
02.01.13.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.13.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,361.89
02.01.13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	23.60
02.01.13.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	41.40
02.01.13.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.13.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,057.68
02.01.13.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	259.20
02.01.13.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	37.26
02.01.14	MURO TIPO P - H=8.50 m		
02.01.14.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.14.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,536.22
02.01.14.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	25.50
02.01.14.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	45.90
02.01.14.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.14.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,376.59
02.01.14.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	283.06
02.01.14.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	40.36
02.01.15	MURO TIPO Q - H=9.00 m		
02.01.15.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.15.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,817.83
02.01.15.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	27.90
02.01.15.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	52.65
02.01.15.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.15.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,634.14
02.01.15.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	314.28
02.01.15.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	46.01
02.01.16	MURO TIPO R - H=9.50 m		
02.01.16.01	CIMENTACION - ZAPATA		
02.01.16.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,992.16
02.01.16.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	29.93
02.01.16.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	57.71
02.01.16.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE		
02.01.16.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,873.15
02.01.16.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	338.62
02.01.16.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	51.18

FiguraN°120 :Metrado de M. de Contención con Contrafuerte, H=8.00 m a H=9.50 m

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

5.3.1.3. Comparación de Metrados

El siguiente análisis comparativo mostrado en la Figura N° 121, Figura N°122 y Figura N°123, nos reflejara las diferencias que existen entre los metrados de ambos sistemas estructurales, indicándonos los porcentajes de variación de un sistema de muros en voladizo vs un sistema de muros con contrafuerte con respecto a cada partida que la conforma.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado 01: M.Voladizo*	*Metrado 02: Contrafuerte*	*Diferencia*	*Porcentaje*
01	ESTRUCTURAS					
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
01.01.01	MURO TIPO C - H=2.00 m					
01.01.01.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	207.31	284.93	-77.62	-27.24%
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.30	6.30	-	0.00%
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.05	4.05	-	0.00%
01.01.01.02	PANTALLA					
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	225.12	378.48	-153.36	-40.52%
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	30.60	37.08	-6.48	-17.48%
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	3.83	4.47	-0.64	-14.32%
01.01.02	MURO TIPO D - H=2.50 m					
01.01.02.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.02.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	457.44	457.44	-	0.00%
01.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.60	8.60	-	0.00%
01.01.02.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	6.30	6.30	-	0.00%
01.01.02.02	PANTALLA					
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	283.08	437.92	-154.84	-35.36%
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	37.80	47.88	-10.08	-21.05%
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	4.73	5.73	-1.00	-17.45%
01.01.03	MURO TIPO E - H=3.00 m					
01.01.03.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	505.15	505.15	-	0.00%
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.80	8.80	-	0.00%
01.01.03.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	7.20	7.20	-	0.00%
01.01.03.02	PANTALLA					
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	349.02	518.67	-169.65	-32.71%
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	46.80	61.92	-15.12	-24.42%
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	5.85	7.36	-1.51	-20.52%
01.01.04	MURO TIPO F - H=3.50 m					
01.01.04.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.04.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	636.36	636.36	-	0.00%
01.01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.20	9.20	-	0.00%
01.01.04.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.00	9.00	-	0.00%
01.01.04.02	PANTALLA					
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	503.40	612.22	-108.82	-17.77%
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	55.80	78.12	-22.32	-28.57%
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	6.98	9.21	-2.23	-24.21%
01.01.05	MURO TIPO G - H=4.00 m					
01.01.05.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	684.07	684.07	-	0.00%
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.40	9.40	-	0.00%
01.01.05.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.90	9.90	-	0.00%
01.01.05.02	PANTALLA					
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	739.49	698.98	40.51	5.48%
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	64.80	94.32	-29.52	-31.30%
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	8.10	11.05	-2.95	-26.70%
01.01.06	MURO TIPO H - H=4.50 m					
01.01.06.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.06.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	761.60	761.60	-	0.00%
01.01.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	10.80	10.80	-	0.00%
01.01.06.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	12.15	12.15	-	0.00%
01.01.06.02	PANTALLA					
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	977.42	795.92	181.50	18.57%
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	72.90	107.70	-34.80	-32.31%
01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.11	12.59	-3.48	-27.64%

Figura N° 121 : Comparación de Metrados, Muro en Voladizo vs Muro con Contrafuerte, H=2.00 m a H=4.50 m

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	Descripción	Unidad	Metrado 01: M.Voladizo	Metrado 02: Contrafuerte	Diferencia	Porcentaje
01.01.07	MURO TIPO I - H=5.00 m					
01.01.07.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,059.47	1,059.47	-	0.00%
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	12.50	12.50	-	0.00%
01.01.07.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	15.75	15.75	-	0.00%
01.01.07.02	PANTALLA					
01.01.07.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,268.21	916.07	352.14	27.77%
01.01.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	81.00	127.80	-46.80	-36.62%
01.01.07.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	11.14	15.82	-4.68	-29.58%
01.01.08	MURO TIPO J - H=5.50 m					
01.01.08.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,237.22	1,136.30	100.92	8.16%
01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	14.03	14.03	-	0.00%
01.01.08.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	18.56	18.56	-	0.00%
01.01.08.02	PANTALLA					
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,511.36	1,042.11	469.25	31.05%
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	89.10	144.54	-55.44	-38.36%
01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	13.37	18.91	-5.54	-29.30%
01.01.09	MURO TIPO K - H=6.00 m					
01.01.09.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,701.30	1,701.30	-	0.00%
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	15.90	15.90	-	0.00%
01.01.09.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	22.95	22.95	-	0.00%
01.01.09.02	PANTALLA					
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,893.57	1,177.73	715.84	37.80%
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	97.20	168.48	-71.28	-42.31%
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	14.58	21.71	-7.13	-32.84%
01.01.10	MURO TIPO L - H=6.50 m					
01.01.10.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.10.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,038.94	1,822.36	216.58	10.62%
01.01.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	17.55	17.55	-	0.00%
01.01.10.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	26.33	26.33	-	0.00%
01.01.10.02	PANTALLA					
01.01.10.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,463.47	1,372.48	1,090.99	44.29%
01.01.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	105.30	187.22	-81.92	-43.76%
01.01.10.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	17.11	25.30	-8.19	-32.37%
01.01.11	MURO TIPO M - H=7.00 m					
01.01.11.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.11.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,174.34	1,943.41	230.93	10.62%
01.01.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	19.25	19.25	-	0.00%
01.01.11.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	29.93	29.93	-	0.00%
01.01.11.02	PANTALLA					
01.01.11.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,156.32	1,469.63	1,686.69	53.44%
01.01.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	113.40	204.12	-90.72	-44.44%
01.01.11.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	18.43	27.50	-9.07	-32.98%
01.01.12	MURO TIPO N - H=7.50 m					
01.01.12.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.12.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,787.79	2,300.15	487.64	17.49%
01.01.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	21.38	21.38	-	0.00%
01.01.12.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	35.44	35.44	-	0.00%
01.01.12.02	PANTALLA					
01.01.12.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,524.49	1,727.16	1,797.33	51.00%
01.01.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	121.50	230.86	-109.36	-47.37%
01.01.12.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	21.26	32.20	-10.94	-33.98%

Figura N° 122 :Comparación de Metrados, Muro en Voladizo vs Muro con Contrafuerte, H=5.00 m a H=7.50 m

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

01.01.13	MURO TIPO O - H=8.00 m					
01.01.13.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.13.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,667.31	3,361.89	305.42	8.33%
01.01.13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	23.60	23.60	-	0.00%
01.01.13.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	41.40	41.40	-	0.00%
01.01.13.02	PANTALLA					
01.01.13.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,971.30	2,057.68	1,913.62	48.19%
01.01.13.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	129.60	259.20	-129.60	-50.00%
01.01.13.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	24.30	37.26	-12.96	-34.78%
01.01.14	MURO TIPO P - H=8.50 m					
01.01.14.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.14.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	4,285.47	3,536.22	749.25	17.48%
01.01.14.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	25.50	25.50	-	0.00%
01.01.14.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	45.90	45.90	-	0.00%
01.01.14.02	PANTALLA					
01.01.14.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	5,394.57	2,376.59	3,017.98	55.94%
01.01.14.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	137.70	283.06	-145.36	-51.35%
01.01.14.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	25.82	40.36	-14.54	-36.03%
01.01.15	MURO TIPO Q - H=9.00 m					
01.01.15.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.15.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	4,629.65	3,817.83	811.82	17.54%
01.01.15.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	27.90	27.90	-	0.00%
01.01.15.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	52.65	52.65	-	0.00%
01.01.15.02	PANTALLA					
01.01.15.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	6,081.80	2,634.14	3,447.66	56.69%
01.01.15.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	145.80	314.28	-168.48	-53.61%
01.01.15.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	29.16	46.01	-16.85	-36.62%
01.01.16	MURO TIPO R - H=9.50 m					
01.01.16.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.16.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	5,688.79	3,992.16	1,696.63	29.82%
01.01.16.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	29.93	29.93	-	0.00%
01.01.16.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	57.71	57.71	-	0.00%
01.01.16.02	PANTALLA					
01.01.16.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	6,439.45	2,873.15	3,566.30	55.38%
01.01.16.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	153.90	338.62	-184.72	-54.55%
01.01.16.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	32.70	51.18	-18.48	-36.11%

Descripción	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Diferencia	Porcentaje de Excedencia
Acero Grado 60, fy=4200 kg/cm2	71304.28 kg	49089.48 kg	22214.81 kg	31.15%
Encofrado y Desencofrado	1743.83 m2	2945.83 m2	- 1202.00 m2	-40.80%
Concreto Premezcladof'c=210 kg/cm2	641.67 m3	761.87 m3	- 120.21 m3	-15.78%

Figura N° 123 : Comparación de Metrados, Muro en Voladizo vs Muro con Contrafuerte, H=8.00 m a H=9.50 m

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

El siguiente análisis comparativo nos reflejara las diferencias que existen entre los metrados de ambos sistemas estructurales, indicándonos los porcentajes de variación de un sistema de muros en voladizo vs un sistema de muros con contrafuerte con respecto a cada partida que la conforma.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.3.2. Costos y Presupuestos

5.3.2.1. Análisis de Costos Unitarios

El Análisis de Costos Unitarios de las partidas usadas en este proyecto fue elaborado en base al libro de CAPECO "Costos y Presupuestos en Edificación" Décima edición (10 ed.) del Ing. Jesús Ramos Salazar.

El programa computacional que se usó para el cálculo del Presupuesto, Análisis de Costos Unitarios y Listado de Insumos fue el software "POWERCOST – Presupuestos V4 2018" del Ing. Camilo Flores Huallpa.

Con respecto al costo de los Insumos, estos se obtuvieron de catálogos de productos con precios actualizados, los cuales se adjuntan en el Anexo 04.

El costo de hora hombre en Edificación para trabajadores de construcción Civil vigente del 01/06/2019 al 31/05/2020, se muestra en la siguiente Tabla.

Tabla N° 49 : Costo Hora - Hombre en Edificación del 01.06.2019 al 31.05.2020

Fuente: Manual de la Construcción 2020 - ICG

COSTO HORA - HOMBRE EN EDIFICACIÓN DEL 01.06.2019 AL 31.05.2020			
DESCRIPCION	**CATEGORIA**		
	OPERARIO	**OFICIAL**	**PEON**
Remuneración Básica del 01.06.2019 al 31.05.2020	70.30	55.40	49.70
Total Leyes Sociales sobre la Remuneración Básica	82.08	64.53	57.89
Operario 116.75%			
Oficial 116.48%			
Peón 116.47%			
Bonificación Unificada de Construcción (BUC)	22.50	16.62	14.91
Seguro de vida - ESSALUD- vida (S/.5.00 al mes)	0.17	0.17	0.17
Bonif.Movilidad Acumulada (Pliego Resuelto 2019 - 2020)	8.00	8.00	8.00
Overol (Res. Direc. N°777-87-DR-LIM de 08.07.87)	0.60	0.60	0.60
(2 x S/ 90.00)/302		-	-
Total por día de 8 horas	183.64	145.32	131.27
Costo Hora Hombre (HH) S/.	**22.96**	**18.16**	**16.41**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Cabe indicar que el recurso de mano de obra correspondiente a capataz se le considera un 10% más del precio de la mano de obra correspondiente a Operario.

En la Figura N° 124, Figura N° 125, Figura N° 126, Figura N° 127, Figura N° 128 y Figura N° 129 se detalla el Análisis de Costos Unitarios de las Partidas Correspondientes al Sistema de Muros Estructurales en Voladizo y con Contrafuertes. Las cuales también se encuentran en el Anexo 04.

Partida	01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2				Rend:	250.0000 KG/DIA
	Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
							1.39
		Materiales					
	02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
	03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
							2.94
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
	48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
							0.20
						Costo Unitario por KG :	**4.53**

Figura N° 124: APU - Acero Grado 60, fy=4200 kg/cm2

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Partida	01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS				Rend:	25.0000 M2/DIA
	Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
	47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
							30.28
		Materiales					
	02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
	02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
	29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
	30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
							6.13
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
	48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
							22.51
						Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Figura N° 125: APU - Encofrado y Desencofrado de Zapata

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2				Rend:	25.0000 M3/DIA
	Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
	47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
							37.62
		Materiales					
	21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
							333.28
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
	49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
							37.53
						Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Figura N° 126: APU - Zapatas, Concreto Premezclado f'c= 210 kg/cm2

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Partida	01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.				Rend:	25.0000 M2/DIA
	Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
	47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
							30.28
		Materiales					
	02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
	02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
	29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
	30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
							6.13
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
	48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
							22.51
						Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Figura N° 127: APU - Encofrado y Desencofrado de Muro en Voladizo

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	02.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.				Rend:	23.0000 M2/DIA
	Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
	47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
							32.92
		Materiales					
	02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
	02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
	29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
	30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
							6.13
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
	48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
							22.59
						Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Figura N° 128: APU - Encofrado y Desencofrado de Muro con Contrafuerte

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Partida	01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO fc= 210 kg/cm2				Rend:	20.0000 M3/DIA
	Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
	47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
							47.04
		Materiales					
	21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
							333.28
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
	49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
							39.41
						Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Figura N° 129: APU - Muros de Contención, Concreto f'c=210 Kg/Cm2

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

5.3.2.1. Presupuesto

En este acápite se desarrolla el presupuesto de los sistemas de muros de contención en Voladizo y Muro de Contención con Contrafuertes. En la cual se observa las partidas que integran el presupuesto, con su respectiva Unidad, Metrado, Precio Unitario y Parcial. También se considera el subtotal de cada Título y el Total del Presupuesto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.3.2.1.1. Presupuesto de los Muros de Contención en Voladizo

El presupuesto del sistema de muros de contención en voladizo asciende a una suma de S/. 690,626.02 Soles, este costo corresponde al Costo Directo (CD) del presupuesto el cual no incluye IGV. Los presupuestos se reflejan en la Figura N°130, Figura N°131 y Figura N°132.

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado*	*Precio*	*Parcial*	*Subtotal*
01	ESTRUCTURAS - MUROS EN VOLADIZO					
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					690,626.02
01.01.01	MURO TIPO C - H=2.00 m					7,394.76
01.01.01.01	CIMENTACION - ZAPATA					2,964.45
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	207.31	4.53	939.11	
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.30	58.92	371.20	
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.05	408.43	1,654.14	
01.01.01.02	PANTALLA EN VOLADIZO					4,430.31
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	225.12	4.53	1,019.79	
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	30.60	58.92	1,802.95	
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	3.83	419.73	1,607.57	
01.01.02	MURO TIPO D - H=2.50 m					10,646.87
01.01.02.01	CIMENTACION - ZAPATA					5,152.02
01.01.02.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	457.44	4.53	2,072.20	
01.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.60	58.92	506.71	
01.01.02.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	6.30	408.43	2,573.11	
01.01.02.02	PANTALLA EN VOLADIZO					5,494.85
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	283.08	4.53	1,282.35	
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	37.80	58.92	2,227.18	
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	4.73	419.73	1,985.32	
01.01.03	MURO TIPO E - H=3.00 m					12,541.47
01.01.03.01	CIMENTACION - ZAPATA					5,747.53
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	505.15	4.53	2,288.33	
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.80	58.92	518.50	
01.01.03.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	7.20	408.43	2,940.70	
01.01.03.02	PANTALLA EN VOLADIZO					6,793.94
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	349.02	4.53	1,581.06	
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	46.80	58.92	2,757.46	
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	5.85	419.73	2,455.42	
01.01.04	MURO TIPO F - H=3.50 m					15,598.50
01.01.04.01	CIMENTACION - ZAPATA					7,100.64
01.01.04.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	636.36	4.53	2,882.71	
01.01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.20	58.92	542.06	
01.01.04.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.00	408.43	3,675.87	
01.01.04.02	PANTALLA EN VOLADIZO					8,497.86
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	503.40	4.53	2,280.40	
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	55.80	58.92	3,287.74	
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	6.98	419.73	2,929.72	
01.01.05	MURO TIPO G - H=4.00 m					18,263.87
01.01.05.01	CIMENTACION - ZAPATA					7,696.15
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	684.07	4.53	3,098.84	
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.40	58.92	553.85	
01.01.05.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.90	408.43	4,043.46	
01.01.05.02	PANTALLA EN VOLADIZO					10,567.72
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	739.49	4.53	3,349.89	
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	64.80	58.92	3,818.02	
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	8.10	419.73	3,399.81	
01.01.06	MURO TIPO H - H=4.50 m					21,595.53
01.01.06.01	CIMENTACION - ZAPATA					9,048.81
01.01.06.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	761.60	4.53	3,450.05	
01.01.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	10.80	58.92	636.34	
01.01.06.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	12.15	408.43	4,962.42	
01.01.06.02	PANTALLA EN VOLADIZO					12,546.72
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	977.42	4.53	4,427.71	
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	72.90	58.92	4,295.27	
01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	9.11	419.73	3,823.74	

Figura N° 130: Presupuesto Muros de Contención en Voladizo

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal
01.01.07	MURO TIPO I - H=5.00 m					27,161.97
01.01.07.01	CIMENTACION - ZAPATA					11,968.67
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,059.47	4.53	4,799.40	
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	12.50	58.92	736.50	
01.01.07.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	15.75	408.43	6,432.77	
01.01.07.02	PANTALLA EN VOLADIZO					15,193.30
01.01.07.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,268.21	4.53	5,744.99	
01.01.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	81.00	58.92	4,772.52	
01.01.07.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	11.14	419.73	4,675.79	
01.01.08	MURO TIPO J - H=5.50 m					31,719.74
01.01.08.01	CIMENTACION - ZAPATA					14,011.72
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,237.22	4.53	5,604.61	
01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	14.03	58.92	826.65	
01.01.08.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	18.56	408.43	7,580.46	
01.01.08.02	PANTALLA EN VOLADIZO					17,708.02
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,511.36	4.53	6,846.46	
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	89.10	58.92	5,249.77	
01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	13.37	419.73	5,611.79	
01.01.09	MURO TIPO K - H=6.00 m					38,441.74
01.01.09.01	CIMENTACION - ZAPATA					18,017.19
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,701.30	4.53	7,706.89	
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	15.90	58.92	936.83	
01.01.09.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	22.95	408.43	9,373.47	
01.01.09.02	PANTALLA EN VOLADIZO					20,424.55
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,893.57	4.53	8,577.87	
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	97.20	58.92	5,727.02	
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	14.58	419.73	6,119.66	
01.01.10	MURO TIPO L - H=6.50 m					45,569.79
01.01.10.01	CIMENTACION - ZAPATA					21,024.41
01.01.10.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,038.94	4.53	9,236.40	
01.01.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	17.55	58.92	1,034.05	
01.01.10.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	26.33	408.43	10,753.96	
01.01.10.02	PANTALLA EN VOLADIZO					24,545.38
01.01.10.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,463.47	4.53	11,159.52	
01.01.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	105.30	58.92	6,204.28	
01.01.10.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	17.11	419.73	7,181.58	
01.01.11	MURO TIPO M - H=7.00 m					51,923.56
01.01.11.01	CIMENTACION - ZAPATA					23,208.28
01.01.11.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,174.34	4.53	9,849.76	
01.01.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	19.25	58.92	1,134.21	
01.01.11.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	29.93	408.43	12,224.31	
01.01.11.02	PANTALLA EN VOLADIZO					28,715.28
01.01.11.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,156.32	4.53	14,298.13	
01.01.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	113.40	58.92	6,681.53	
01.01.11.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	18.43	419.73	7,735.62	
01.01.12	MURO TIPO N - H=7.50 m					60,411.34
01.01.12.01	CIMENTACION - ZAPATA					28,363.16
01.01.12.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,787.79	4.53	12,628.69	
01.01.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	21.38	58.92	1,259.71	
01.01.12.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	35.44	408.43	14,474.76	
01.01.12.02	PANTALLA EN VOLADIZO					32,048.18
01.01.12.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,524.49	4.53	15,965.94	
01.01.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	121.50	58.92	7,158.78	
01.01.12.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	21.26	419.73	8,923.46	
01.01.13	MURO TIPO O - H=8.00 m					70,737.88
01.01.13.01	CIMENTACION - ZAPATA					34,912.42
01.01.13.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,667.31	4.53	16,612.91	
01.01.13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	23.60	58.92	1,390.51	
01.01.13.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	41.40	408.43	16,909.00	
01.01.13.02	PANTALLA EN VOLADIZO					35,825.46
01.01.13.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,971.30	4.53	17,989.99	
01.01.13.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	129.60	58.92	7,636.03	
01.01.13.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	24.30	419.73	10,199.44	

Figura N° 131: Presupuesto Muros de Contención en Voladizo

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01.01.14	MURO TIPO P - H=8.50 m					83,050.69	
01.01.14.01	CIMENTACION - ZAPATA					39,662.58	
01.01.14.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	4,285.47	4.53	19,413.18		
01.01.14.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	25.50	58.92	1,502.46		
01.01.14.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	45.90	408.43	18,746.94		
01.01.14.02	PANTALLA EN VOLADIZO					43,388.11	
01.01.14.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	5,394.57	4.53	24,437.40		
01.01.14.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	137.70	58.92	8,113.28		
01.01.14.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	25.82	419.73	10,837.43		
01.01.15	MURO TIPO Q - H=9.00 m					92,500.44	
01.01.15.01	CIMENTACION - ZAPATA					44,120.02	
01.01.15.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	4,629.65	4.53	20,972.31		
01.01.15.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	27.90	58.92	1,643.87		
01.01.15.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	52.65	408.43	21,503.84		
01.01.15.02	PANTALLA EN VOLADIZO					48,380.42	
01.01.15.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	6,081.80	4.53	27,550.55		
01.01.15.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	145.80	58.92	8,590.54		
01.01.15.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	29.16	419.73	12,239.33		
01.01.16	MURO TIPO R - H=9.50 m					103,067.87	
01.01.16.01	CIMENTACION - ZAPATA					51,104.20	
01.01.16.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	5,688.79	4.53	25,770.22		
01.01.16.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	29.93	58.92	1,763.48		
01.01.16.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	57.71	408.43	23,570.50		
01.01.16.02	PANTALLA EN VOLADIZO					51,963.67	
01.01.16.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	6,439.45	4.53	29,170.71		
01.01.16.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	153.90	58.92	9,067.79		
01.01.16.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg	M3	32.70	419.73	13,725.17		
	COSTO DIRECTO						690,626.02
Son :	SEISCIENTOS NOVENTA MIL SEISCIENTOS VEINTISEIS CON 02/100 SOLES						

Figura N° 132: Presupuesto Muros de Contención en Voladizo

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

5.3.2.1.2. Presupuesto de los Muros de Contención con Contrafuerte

El presupuesto del sistema de Muros de Contención con Contrafuertes asciende a una suma de S/. 718,556.33 Soles, este costo corresponde al Costo Directo (CD) del presupuesto el cual no incluye IGV. Los presupuestos se reflejan en la Figura N°133, Figura N°134 y Figura N°135.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal
02	ESTRUCTURAS - MUROS CON CONTRAFUERTE					
02.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					718,566.33
02.01.01	MURO TIPO C - H=2.00 m					9,192.38
02.01.01.01	CIMENTACION - ZAPATA					3,316.07
02.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	284.93	4.53	1,290.73	
02.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.30	58.92	371.20	
02.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.05	408.43	1,654.14	
02.01.01.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					5,876.31
02.01.01.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	378.48	4.53	1,714.51	
02.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	37.08	61.64	2,285.61	
02.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	4.47	419.73	1,876.19	
02.01.02	MURO TIPO D - H=2.50 m					12,492.17
02.01.02.01	CIMENTACION - ZAPATA					5,152.02
02.01.02.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	457.44	4.53	2,072.20	
02.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.60	58.92	506.71	
02.01.02.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	6.30	408.43	2,573.11	
02.01.02.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					7,340.15
02.01.02.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	437.92	4.53	1,983.78	
02.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	47.88	61.64	2,951.32	
02.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	5.73	419.73	2,405.05	
02.01.03	MURO TIPO E - H=3.00 m					15,003.07
02.01.03.01	CIMENTACION - ZAPATA					5,747.53
02.01.03.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	505.15	4.53	2,288.33	
02.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.80	58.92	518.50	
02.01.03.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	7.20	408.43	2,940.70	
02.01.03.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					9,255.54
02.01.03.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	518.67	4.53	2,349.58	
02.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	61.92	61.64	3,816.75	
02.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.36	419.73	3,089.21	
02.01.04	MURO TIPO F - H=3.50 m					18,555.03
02.01.04.01	CIMENTACION - ZAPATA					7,100.64
02.01.04.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	636.36	4.53	2,882.71	
02.01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.20	58.92	542.06	
02.01.04.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.00	408.43	3,675.87	
02.01.04.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					11,454.39
02.01.04.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	612.22	4.53	2,773.36	
02.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	78.12	61.64	4,815.32	
02.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.21	419.73	3,865.71	
02.01.05	MURO TIPO G - H=4.00 m					21,314.43
02.01.05.01	CIMENTACION - ZAPATA					7,696.15
02.01.05.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	684.07	4.53	3,098.84	
02.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.40	58.92	553.85	
02.01.05.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.90	408.43	4,043.46	
02.01.05.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					13,618.28
02.01.05.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	698.98	4.53	3,166.38	
02.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	94.32	61.64	5,813.88	
02.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	11.05	419.73	4,638.02	
02.01.06	MURO TIPO H - H=4.50 m					24,577.36
02.01.06.01	CIMENTACION - ZAPATA					9,048.81
02.01.06.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	761.60	4.53	3,450.05	
02.01.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	10.80	58.92	636.34	
02.01.06.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	12.15	408.43	4,962.42	
02.01.06.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					15,528.55
02.01.06.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	795.92	4.53	3,605.52	
02.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	107.70	61.64	6,638.63	
02.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	12.59	419.73	5,284.40	
02.01.07	MURO TIPO I - H=5.00 m					30,636.19
02.01.07.01	CIMENTACION - ZAPATA					11,968.67
02.01.07.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,059.47	4.53	4,799.40	
02.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	12.50	58.92	736.50	
02.01.07.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	15.75	408.43	6,432.77	
02.01.07.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					18,667.52
02.01.07.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	916.07	4.53	4,149.80	
02.01.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	127.80	61.64	7,877.59	
02.01.07.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	15.82	419.73	6,640.13	

Figura N° 133: Presupuesto Muros de Contención con Contrafuertes

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal
02.01.08	MURO TIPO J - H=5.50 m					35,121.85
02.01.08.01	CIMENTACION - ZAPATA					13,554.55
02.01.08.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,136.30	4.53	5,147.44	
02.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	14.03	58.92	826.65	
02.01.08.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	18.56	408.43	7,580.46	
02.01.08.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					21,567.30
02.01.08.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,042.11	4.53	4,720.76	
02.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	144.54	61.64	8,909.45	
02.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	18.91	419.73	7,937.09	
02.01.09	MURO TIPO K - H=6.00 m					42,849.76
02.01.09.01	CIMENTACION - ZAPATA					18,017.19
02.01.09.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,701.30	4.53	7,706.89	
02.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	15.90	58.92	936.83	
02.01.09.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	22.95	408.43	9,373.47	
02.01.09.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					24,832.57
02.01.09.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,177.73	4.53	5,335.12	
02.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	168.48	61.64	10,385.11	
02.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	21.71	419.73	9,112.34	
02.01.10	MURO TIPO L - H=6.50 m					48,420.04
02.01.10.01	CIMENTACION - ZAPATA					20,043.30
02.01.10.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,822.36	4.53	8,255.29	
02.01.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	17.55	58.92	1,034.05	
02.01.10.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	26.33	408.43	10,753.96	
02.01.10.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					28,376.74
02.01.10.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,372.48	4.53	6,217.33	
02.01.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	187.22	61.64	11,540.24	
02.01.10.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	25.30	419.73	10,619.17	
02.01.11	MURO TIPO M - H=7.00 m					52,944.13
02.01.11.01	CIMENTACION - ZAPATA					22,162.17
02.01.11.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,943.41	4.53	8,803.65	
02.01.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	19.25	58.92	1,134.21	
02.01.11.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	29.93	408.43	12,224.31	
02.01.11.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					30,781.96
02.01.11.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,469.63	4.53	6,657.42	
02.01.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	204.12	61.64	12,581.96	
02.01.11.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	27.50	419.73	11,542.58	
02.01.12	MURO TIPO N - H=7.50 m					61,723.70
02.01.12.01	CIMENTACION - ZAPATA					26,154.15
02.01.12.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,300.15	4.53	10,419.68	
02.01.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	21.38	58.92	1,259.71	
02.01.12.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	35.44	408.43	14,474.76	
02.01.12.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					35,569.55
02.01.12.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,727.16	4.53	7,824.03	
02.01.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	230.86	61.64	14,230.21	
02.01.12.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	32.20	419.73	13,515.31	
02.01.13	MURO TIPO O - H=8.00 m					74,466.39
02.01.13.01	CIMENTACION - ZAPATA					33,528.87
02.01.13.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,361.89	4.53	15,229.36	
02.01.13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	23.60	58.92	1,390.51	
02.01.13.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	41.40	408.43	16,909.00	
02.01.13.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					40,937.52
02.01.13.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,057.68	4.53	9,321.29	
02.01.13.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	259.20	61.64	15,977.09	
02.01.13.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	37.26	419.73	15,639.14	
02.01.14	MURO TIPO P - H=8.50 m					81,422.55
02.01.14.01	CIMENTACION - ZAPATA					36,268.48
02.01.14.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,536.22	4.53	16,019.08	
02.01.14.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	25.50	58.92	1,502.46	
02.01.14.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	45.90	408.43	18,746.94	
02.01.14.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					45,154.07
02.01.14.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,376.59	4.53	10,765.95	
02.01.14.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	283.06	61.64	17,447.82	
02.01.14.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	40.36	419.73	16,940.30	

Figura N° 134: Presupuesto Muros de Contención con Contrafuertes

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado*	*Precio*	*Parcial*	*Subtotal*	*Total*
02.01.15	MURO TIPO Q - H=9.00 m					91,059.13	
02.01.15.01	CIMENTACION - ZAPATA					40,442.48	
02.01.15.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,817.83	4.53	17,294.77		
02.01.15.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	27.90	58.92	1,643.87		
02.01.15.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	52.65	408.43	21,503.84		
02.01.15.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					50,616.65	
02.01.15.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,634.14	4.53	11,932.65		
02.01.15.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	314.28	61.64	19,372.22		
02.01.15.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	46.01	419.73	19,311.78		
02.01.16	MURO TIPO R - H=9.50 m					98,788.15	
02.01.16.01	CIMENTACION - ZAPATA					43,418.46	
02.01.16.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,992.16	4.53	18,084.48		
02.01.16.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	29.93	58.92	1,763.48		
02.01.16.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2	M3	57.71	408.43	23,570.50		
02.01.16.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					55,369.69	
02.01.16.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,873.15	4.53	13,015.37		
02.01.16.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2	338.62	61.64	20,872.54		
02.01.16.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2	M3	51.18	419.73	21,481.78		
	COSTO DIRECTO						**718,566.33**

Son : ***SETECIENTOS DIECIOCHO MIL QUINIENTOS SESENTA Y SEIS CON 33/100 SOLES***

Figura N° 135: Presupuesto Muros de Contención con Contrafuertes

Fuente: Elaboración propia en POWERCOST – Presupuestos V4 2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.4. Análisis Comparativo y Elección

Se procede a realizar el análisis comparativo económico para la posterior elección del Muro de Contención con respecto a su Altura. En el ANEXO 04 se hace el desarrollo del análisis comparativo Económico.

En la Figura N°136 se muestra el Análisis Comparativo con respecto al ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2, como se aprecia en la Figura la curva de color azul representa al sistema de Muros en Voladizo y la curva de Color Marrón representa al Sistema de Muros con Contrafuertes.

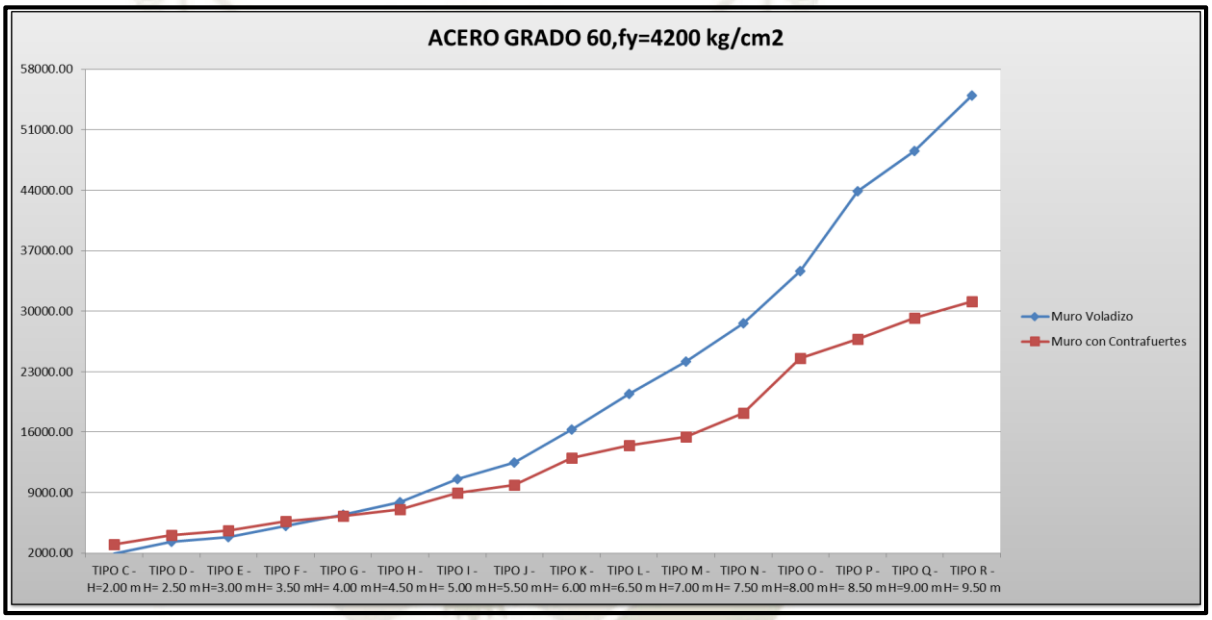


Figura N° 136: Análisis Comparativo - Acero Grado 60, fy=4200 kg/cm2

Fuente: Elaboración propia

En la Figura N°137 se muestra el Análisis Comparativo con respecto al ENCOFRADO Y DESENCOFRADO, como se aprecia en la Figura la curva de color azul representa al sistema de Muros en Voladizo y la curva de Color Marrón representa al Sistema de Muros con Contrafuertes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

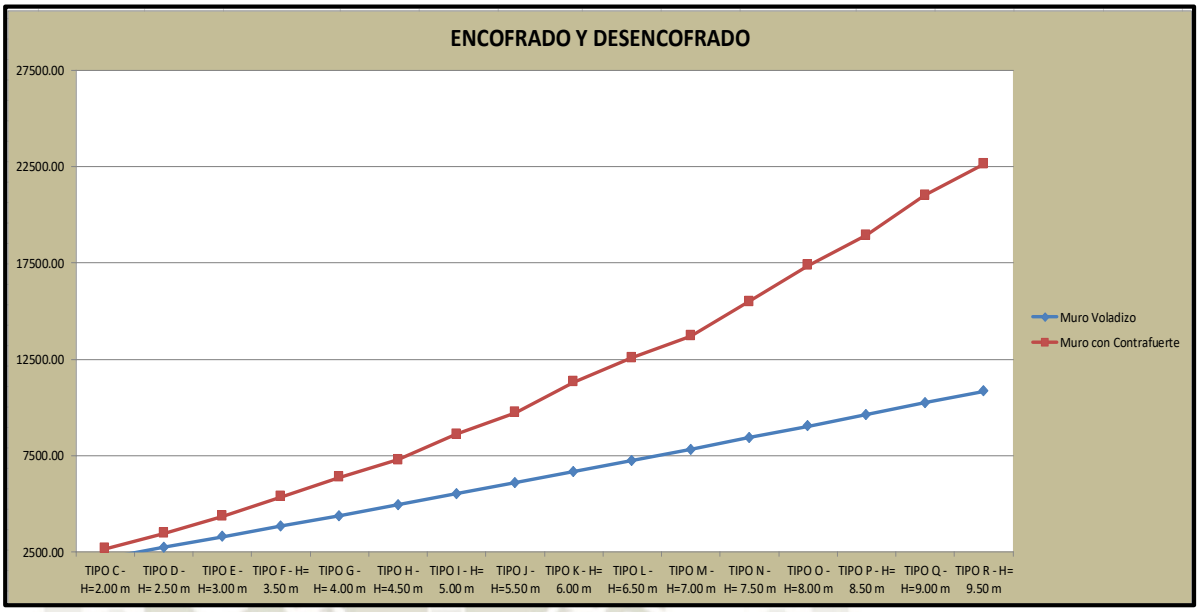


Figura N° 137: Análisis Comparativo – Encofrado y Desencofrado

Fuente: Elaboración propia

En la Figura N°138 se muestra el Análisis Comparativo con respecto al CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210 Kg/cm2, como se aprecia en la Figura la curva de color azul representa al sistema de Muros en Voladizo y la curva de Color Marrón representa al Sistema de Muros con Contrafuertes.

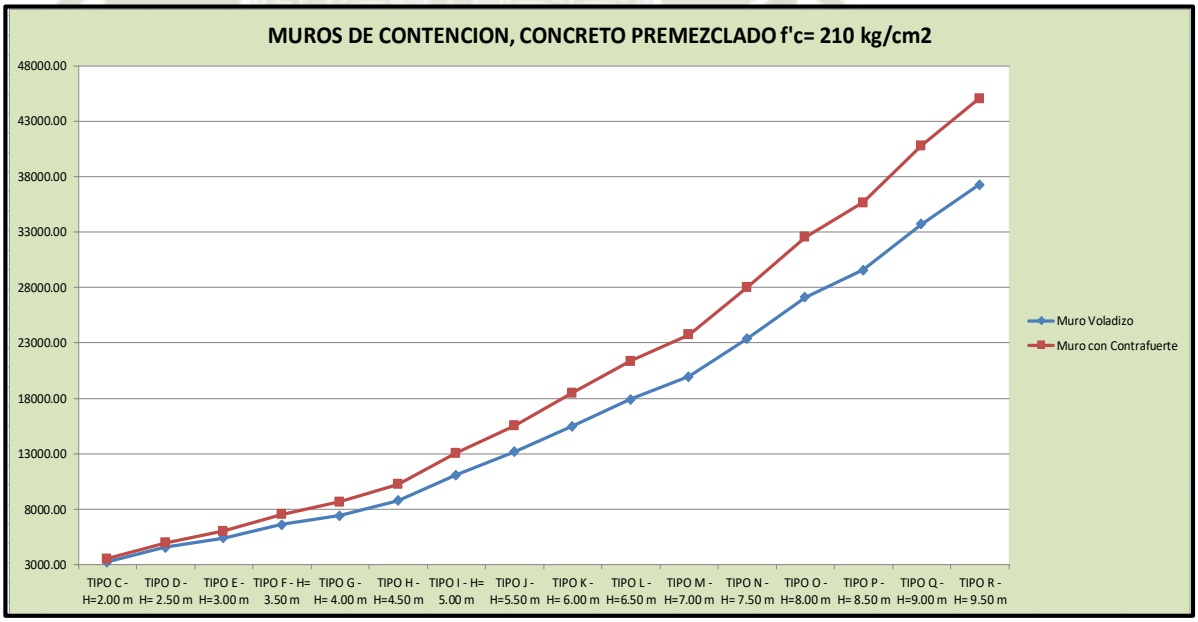


Figura N° 138: Análisis Comparativo – Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Por ultimo en la Figura N°139 se muestra el Análisis Comparativo con respecto al costo Total de Muros de Contención en Voladizo vs Muros de Contención con Contrafuertes, como se aprecia en la Figura la curva de color azul representa al sistema de Muros en Voladizo y la curva de Color Marrón representa al Sistema de Muros con Contrafuertes.

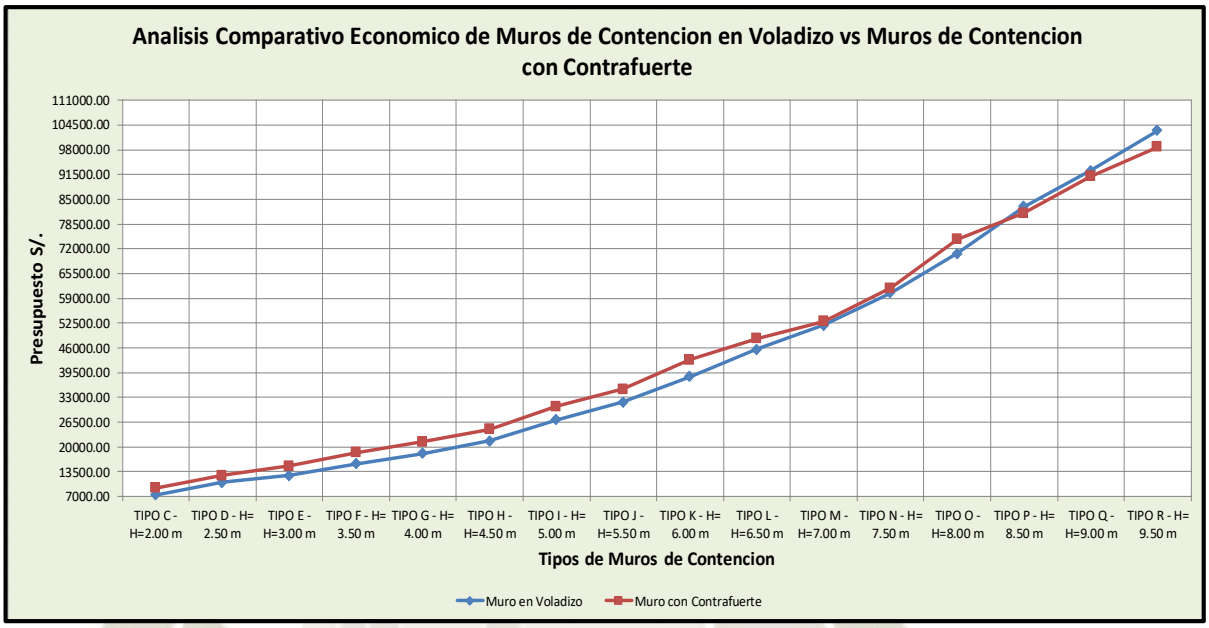


Figura N° 139: Análisis Comparativo Económico– Muros en Voladizo vs Muro con Contrafuertes

Fuente: Elaboración propia

En la tabla N°50, se muestra el porcentaje de variación de las principales partidas en base a cada sistema de muros de contención (voladizo vs contrafuerte), analizándose desde un Muro Tipo C –H=2.00 m a un Muro Tipo R – H=9.50 m.

Tabla N° 50: Porcentajes de Variacion Economica en Muros en Voladizo vs Muros con Contrafuerte

Fuente: Elaboración Propia

Descripción	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Diferencia	Porcentaje de Excedencia
Acero Grado 60, fy=4200 kg/cm2	S/. 323008.41	S/. 222375.33	S/. 100633.07	31.15%
Encofrado y Desencofrado	S/. 102746.17	S/. 180871.75	-S/. 78125.58	-43.19%
Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2	S/. 264860.86	S/. 315314.84	-S/. 50453.98	-16.00%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES ESTRUCTURALES

- Los cálculos realizados solo son aplicables a suelos granulares.
- Para el cálculo de la estabilidad de los muros de contención (Volteo, Deslizamiento y Verificación de Presiones) predomina el caso dinámico.
- Para las mismas condiciones el muro en voladizo no satisface los desplazamientos máximos permitidos desde la altura de 6.50 m hacia adelante.
- Para las mismas condiciones el muro en voladizo no satisface la demanda de fuerza cortante en la base del muro desde la altura de 7.50 m. hacia adelante.
- Dada las mismas condiciones el muro de contención en voladizo funciona óptimamente hasta una altura de 6.00 m
- Dada las mismas condiciones el muro de contención con contrafuerte funciona óptimamente a partir de una altura de 6.50 m hacia adelante.
- Los ensayos realizados en el laboratorio presentan resultados adecuados según los parámetros establecidos.
- Estructuralmente el muro de contención con contrafuerte presenta mejor respuesta estructural que el muro de contención en voladizo.
- Los datos obtenidos manualmente y computacionalmente (Software SAP 2000 V20.2), presentan variaciones mínimas respectivamente entre sí.

CONCLUSIONES ECONOMICAS

- El costo para los muros en voladizo considerando exclusivamente acero, es mayor con respecto al muro con contrafuerte desde la altura de 4.00 m hacia adelante. Obteniendo como resultados finales de todos los muros de contención, que los muros de contención en voladizo son más costosos en un 31.15% con respecto al muro de contención con contrafuerte.
- El costo para los muros en voladizo considerando exclusivamente encofrado, es siempre menor con respecto al muro con contrafuerte. Ya que se obtiene como diferencia un 43.19% más caro con respecto al muro en voladizo.
- El costo para los muros en voladizo considerando exclusivamente concreto, es siempre menor con respecto al muro con contrafuerte. Ya que se obtiene como diferencia un 16.00% más caro con respecto al muro en voladizo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- El costo para los muros en voladizo considerando el total, es menor con respecto al muro con contrafuerte. Ya que se obtiene como diferencia un 3.89% más barato con respecto al muro con contrafuertes.
- El costo para los muros en voladizo considerando acero, encofrado y concreto es mayor con respecto al muro con contrafuerte desde una altura que varía entre los 8.00 m a 8.50 m hacia adelante.
- El Sistema de Muro de Contención en Voladizo es más económico hasta una altura de 8.00 m aproximadamente.
- El Sistema de Muro de Contención con Contrafuertes es más económico a partir de una altura de 8.00 m aproximadamente.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda para este tipo de proyectos realizar ensayos de capacidad de carga, para poder tener un valor más cercano a la realidad del coeficiente de balasto.
- Para las mismas condiciones del proyecto se recomienda utilizar muros en voladizo hasta una altura de 6.00 m, debido a que a partir de esta altura hacia alturas mayores el muro estructuralmente no satisface los desplazamientos máximos permitidos.
- Para las mismas condiciones del proyecto se recomienda utilizar muros con contrafuerte desde una altura de 6.50 m hacia adelante, debido a que económicamente es menor el costo con respecto a los muros en voladizo.
- Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son más uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.
- En todos los casos se debe considerar el tema del drenaje pluvial, puesto que al obviar esto se producirían presiones no consideradas dentro de este análisis comparativo.
- Con respecto al análisis económico se debe profundizar y realizar una programación de ejecución de obra en base al proceso constructivo de cada sistema de muro de contención. Este análisis se debe desarrollar aplicando metodologías de optimización de tiempos y reducción de pérdidas. Con esto se podrá obtener porcentajes más precisos.
- Se recomienda hacer un análisis comparativo estructural económico entre muros de contención en Voladizo vs Muros con Contrafuerte vs Muros Prefabricados T-Wall.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Concrete Institute. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete.*

Arias Gómez, S. (2015). *Validación del ensayo de penetración estándar(spt), mediante correlaciones con ensayo de cono de penetración holandés(cpt) y el dilatómetro de marchetti(dmt) en suelos residuales cohesivos.* Antioquia: Escuela De Ingeniería De Antioquia.

Báez Lozada, L. & Echeverri López, P. (2015). *Diseño de Estructuras de Contención considerando Interacción Suelo – Estructura.* Bogotá, Colombia: Pontificia Universidad Javeriana.

Berry, P. & Reid, B. (1993). *Mecánica de Suelos.* Santa Fe de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana S.A.

Capeco. (2003). *Costos y Presupuesto en Edificación.*

Das, B. (2009). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones.* (Séptima ed.). Cengage Learning.

Gómez Rodríguez. (2013). *Metodología de Diseño y Calculo Estructural para Muros de Contención con Contrafuertes en el Trasdós, basados en un programa de cómputo.* Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado.* (Tercera ed.). Pontificia Universidad Católica del Perú.

Huanca Miranda, & Yaco Cuela. (2019). *Análisis comparativo entre los parámetros de rozamiento teóricos y experimentales en la interacción puzolana-concreto en el distrito de Cerro Colorado en la ciudad de Arequipa.* Arequipa.

Leal Peña, E. & Toledo Gallardo, A. (2015). Análisis Estructural de Muros de Contención Tipo Voladizo con y sin el uso de Contrafuertes a una altura de diez metros. Universidad Rafael Urdaneta. *Revista Estudiantil URU*, Maracaibo. Venezuela.

López Gonzales, C. A. (2017). *"Evaluación del Muro de Contención en la avenida Arequipa, pueblo joven La Primavera, Chimbote 2017 – Propuesta de Mejora".* Chimbote.

Lucero, Pachacama y Rodríguez. (2012). *Análisis y diseño de muros de contención.* Quito, Ecuador: (Trabajo especial de grado), Universidad Central del Ecuador.

Maquera, P. (2018). *Presion lateral y ensayo de corte directo.* https://es.slideshare.net/270198marco/presion-lateral-y-ensayo-de-corte-directo.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). *Manual de Carreteras Túneles, Muros y Obras Complementarias. R.D N°18-2016-MTC/14.* Lima, Perú.

Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento. (2006). *Reglamento nacional de edificaciones E.020 Cargas.* Lima, Perú.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento. (2009). *Reglamento nacional de edificaciones E.060 Concreto Armado.* Lima, Perú.

Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento. (2018). *Reglamento nacional de edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones.* Suelos y Cimentaciones.

Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento. (2018). *Reglamento nacional de edificaciones E.030 Diseño Sismo resistente.* Lima, Perú.

Mora Fonseca, G. (2008). *Manual para el diseño y construcción de piscinas residenciales y semideportivas.*.

Morales Méndez, B. L. (2004). *Sistema Prefabricado T-Wall Para Muros De Contención.* Guatemala.

Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado.* (Tercera ed.).Instituto de la Construcción y Gerencia.

Ottazzi Pasino, G. (2012). *Apuntes del curso concreto armado I.* Lima: PUCP.

Pinedo Rivera, H. A. (2019). *Estudio geológigo-geotécnico para la reubicacion de la linea de descarga norte de la mina Antamina, distrito de San Marcos, provincia de Huari, dpto. de Ancash.*

Pomachagua Perez, O. (2000). Características generales de la tectónica y sismicidad de Perú. *Revista de trabajos de investigación realizados por estudiantes durante el año 1999 IGP CNDG*, 93 - 104.

Quiroz Torres L. (2012). *Análisis y Diseño de Estructuras con SAP 2000 V.15.* Lima, Perú: Primera ed.

Reglamento nacional de edificaciones. (2006). *NORMA A.020 Cargas.* Lima, Perú.

Rojas Martínez, S. (2009). *Diseño de Muros de Contención Sector La Aguada Comunal de Corral.* Valdivia, Chile: Universidad Austral de Chile.

Sayago Alzate, A. & Munera Guerra, L. (2011). *Optimización de Muros de Contención en Voladizo, Mediante Algoritmos Genéticos.* Medellín, Colombia: Universidad EAFIT.

Soto Jaimes, L. (2019). *Analisis geotécnico de muros.*

Torres. (2019). *Análisis y Diseño de Muros de Contencion de Concreto Armado Concreto Armado.*

Torres Belandria, R. (2008). *Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado.* (Segunda ed.). Mérida: Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes.

Trujillo Anderson, H. (2013). *Estudio del Espaciamiento Optimo entre Contrafuertes de Muro de Contención de Concreto Armado.* Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Villar Arana, H. (2015). *Comparación del Comportamiento Estructural de Muros de Contención en Voladizo y con Contrafuerte.* Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.

Machaca Masco, F. (2019). *Análisis e implementación de parámetros de calidad a la producción de las plantas asfálticas en caliente y su influencia en los pavimentos en la provincia de Arequipa.* Universidad Catolica de Santa Maria, Arequipa, Perú.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANEXOS

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANEXOS

ANEXO 01. – MEMORIA DESCRIPTIVA DE MECÁNICA DE SUELOS

ANEXO 02. – ECUACIÓN GENERAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA

CALCULO DE LOS APOYOS (SPRINGS) EN LA ZAPATA

CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS (ASENTAMIENTO ELÁSTICO)

ANEXO 03. – ANALISIS Y DISEÑO DE LOS MUROS DE CONTENCION

ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL

ANEXO 04. – PLANILLA DE METRADOS Y PRESUPUESTO

ANALISIS COMPARATIVO ECONOMICO

ANEXO 05. – PLANOS

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANEXO 01: MEMORIA DESCRIPTIVA DE ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

El proyecto como se mencionó anteriormente está compuesto por tres ejes maestros longitudinales, en el cual el eje maestro principal va en sentido de la Av. Andrés Avelino Cáceres, en cuyo eje se encuentra el paso inferior deprimido donde se ubican los muros de contención, los cuales van desde una altura de 2.00 m a 9.50 m conforme el diseño vial (Perfil Longitudinal Eje Av. Andrés Avelino Cáceres).Por consiguiente para la realización del análisis y diseño de los muros de contención es que necesita los parámetros del suelo de fundación.

Con el fin de obtener las características físicas y mecánicas del suelo de fundación se realizó la excavación en el terreno un total de 10 calicatas o pozos de exploración a cielo abierto (Figura N°01) con dimensiones variables desde 1.50 x 1.50 m y profundidades desde -6.00 m a -12.50 m a partir del nivel de terreno natural.

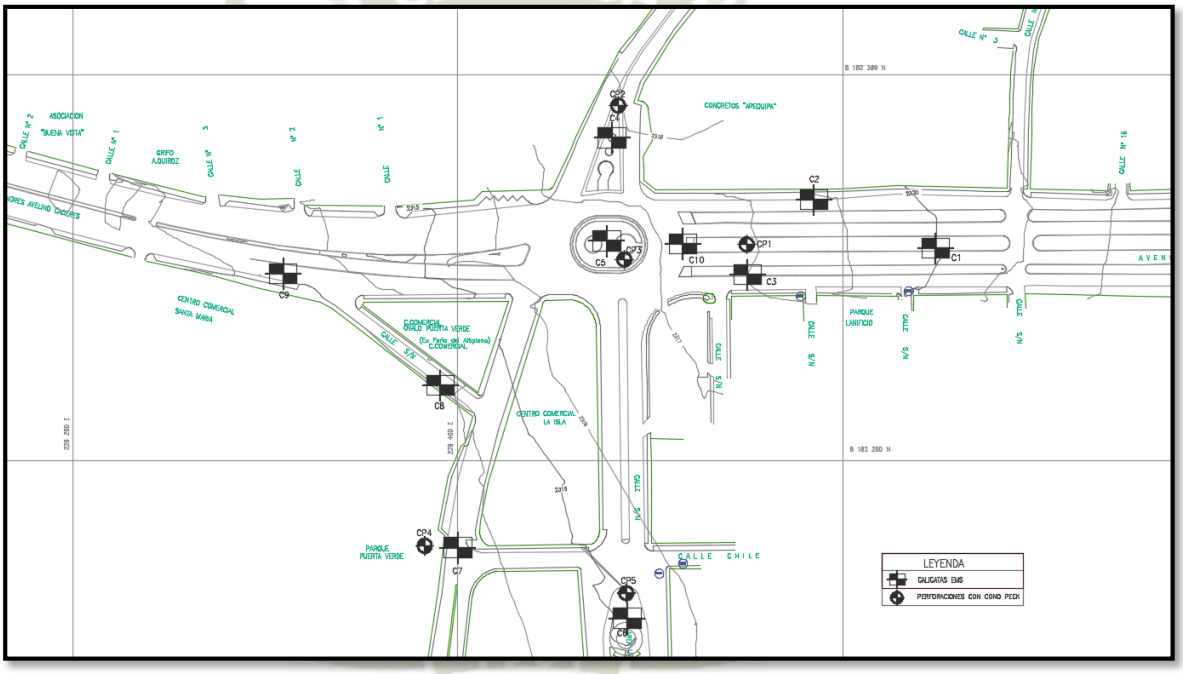


Figura N° 01: Ubicación de Calicatas de Exploración

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

En el análisis de las características del terreno en el eje Av. Andrés Avelino Cáceres donde se encuentran los muros de contención, se han empleado los resultados de las calicatas C1, C2, C3, C10, C5, C8 y C9 ubicadas en ese orden de Este a Oeste.

Dentro de la estratigrafía observada en las calicatas, se presentan predominantemente arenas limosas con contenidos variables de gravas subredondeadas y en el caso de algunas con presencia de bolonerías, las cuales se presentan húmedas a mayor profundidad. Igualmente se ha identificado variabilidad en la compacidad del terreno.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Las características físicas del terreno han permitido diferenciar hasta tres estratos distintos (Figura N°02), fácilmente identificables en campo en función al tamaño de grano, así como sus propiedades de fase.

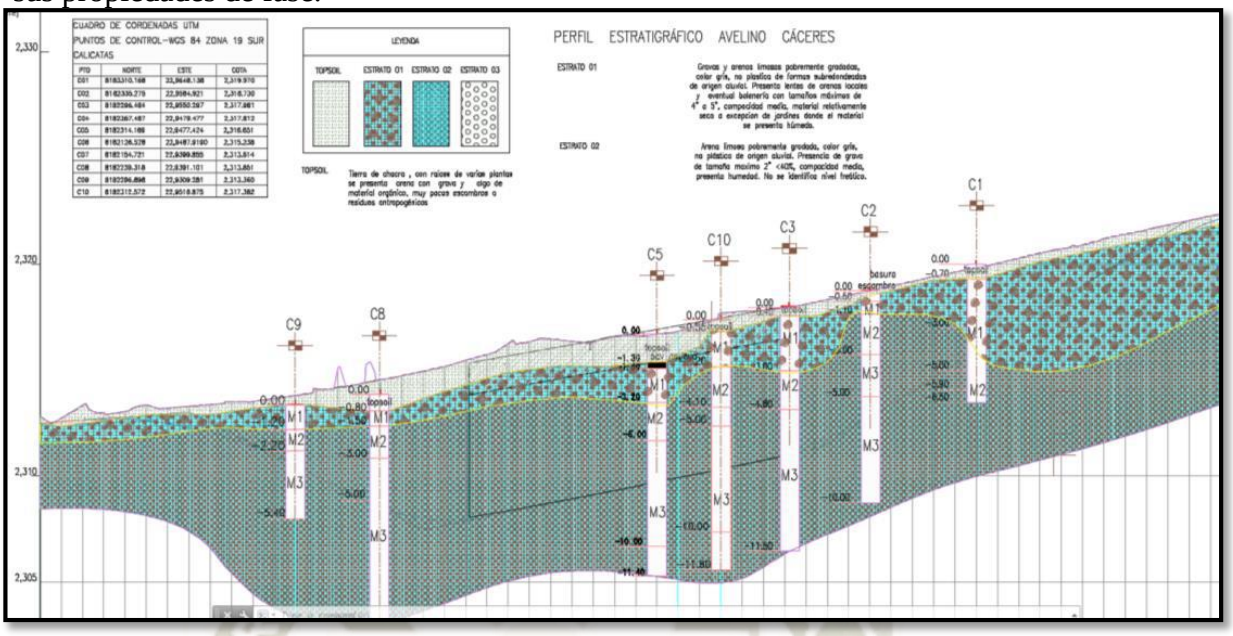


Figura N° 02: Perfil Estratigráfico Eje Av. Andrés Avelino Cáceres

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

RESULTADOS:

A partir de los ensayos de laboratorio y ensayos de campo que se realizaron, se determinó las propiedades densimétricas, de fase y mecánicas del suelo correspondientes al eje Av. Andrés Avelino Cáceres donde se encuentran los muros de contención.

1. Clasificación de Suelos y Propiedades de Fase

CALICATA	PROF. (m)	MUESTRA	CLASIFICACIÓN		GRANULOMETRÍA					LÍMITES DE CONSISTENCIA		
			SUCS	AASHTO	%GRAVA	%ARENA	%FINOS	Cu %	Cc %	LL	LP	IP
C1	-0.70 a -5.00	C1-M1	GP-GM	A-1-a (0)	55.5%	36.4%	8.1%	97.4%	0.3%	16.2	NP	NP
	-5.00 a -6.50	C1-M2	SM	A-1-b (0)	7.8%	67.0%	25.2%	21.6%	0.8%	18.7	NP	NP
C2	-0.50 a -1.10	C2-M1	SM	A-1-b (0)	21.3%	63.9%	14.7%	15.7%	0.8%	18.4	NP	NP
	-1.10 a -3.00	C2-M2	SM	A-2-5 (0)	16.3%	65.1%	18.5%	13.2%	1.0%	18.5	NP	NP
	-3.00 a -5.00	C2-M3	SM	A-1-b (0)	11.7%	70.1%	18.2%	31.3%	1.6%	15.3	NP	NP
	-5.00 a -10.0	C2-M4	SM	A-2-5 (0)	7.7%	78.6%	13.7%	10.2%	1.0%	16.5	NP	NP
C3	-0.40 a -3.00	C3-M1	SM	A-1-b (0)	17.4%	69.6%	13.0%	33.6%	2.2%	12.9	NP	NP
	-3.00 a -4.80	C3-M2	SP-SM	A-1-b (0)	19.9%	73.0%	7.1%	14.0%	0.9%	19.3	NP	NP
	-4.80 a -11.5	C3-M3	SM	A-2-5 (0)	2.6%	71.1%	26.3%	10.5%	1.0%	19.2	NP	NP
C10	-0.35 a -2.20	C10-M1	SM	A-2-4 (0)	3.5%	74.2%	22.3%	10.0%	1.2%	23.7	NP	NP
	-2.20 a -5.00	C10-M2	SM	A-2-4 (0)	13.6%	66.4%	20.0%	13.8%	0.9%	23.0	NP	NP
	-5.00 a -11.8	C10-M3	SM	A-2-4 (0)	1.9%	64.2%	33.9%	7.6%	1.2%	21.6	NP	NP
C5	-1.60 A -3.20	C5-M1	SM	A-2-5 (0)	15.2%	57.9%	26.9%	15.8%	0.7%	11.5	NP	NP
	-3.20 A -5.00	C5-M2	SW	A-1-b (0)	13.1%	82.9%	4.0%	8.7%	1.3%	22.3	NP	NP
	-5.00 A -11.4	C5-M3	SM	A-2-5 (0)	5.4%	81.9%	12.7%	8.0%	2.0%	22.8	NP	NP
C8	-0.80 a -1.50	C8-M1	SM	A-2-4 (0)	11.8%	75.0%	13.1%	9.3%	1.2%	18.7	NP	NP
	-1.50 a -3.00	C8-M2	SW	A-1-b (0)	19.0%	77.8%	3.2%	9.1%	1.3%	23.5	NP	NP
	-3.00 a -10.8	C8-M3	SM	A-2-4 (0)	7.5%	72.4%	20.1%	6.0%	1.2%	20.1	NP	NP
C9	0.00 a -1.20	C9-M1	SM	A-2-4 (0)	3.8%	75.0%	21.2%	10.0%	1.1%	20.4	NP	NP
	-1.20 a -2.20	C9-M2	SW	A-1-a (0)	26.3%	70.0%	3.7%	10.7%	1.4%	21.3	NP	NP
	-2.20 a -5.40	C9-M3	SW-SM	A-1-a (0)	41.4%	53.6%	5.0%	19.0%	1.6%	20.2	19.4	0.8

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla N° 01: Clasificación de Suelos

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

CALICATA	PROF. (m)	MUESTRA	ÍNDICE DE POROS			POROSIDAD			D.RELATIVA	C. AGUA	
			e	e_{min}	$e_{máx}$	n (%)	n_{min} (%)	$n_{máx}$ (%)	D_r (%)	w (%)	S (%)
C1	-0.70 a -5.00	C1-M1	0.486	0.424	0.623	32.7%	29.8%	38.4%	68.6%	3.5%	19.5%
	-5.00 a -6.50	C1-M2	0.652	0.515	0.864	39.4%	34.0%	46.4%	60.9%	8.6%	35.3%
C2	-0.50 a -1.10	C2-M1	0.457	0.405	0.562	31.4%	28.8%	36.0%	66.8%	3.5%	20.5%
	-1.10 a -3.00	C2-M2	0.665	0.561	0.785	39.9%	35.9%	44.0%	53.6%	6.8%	27.8%
	-3.00 a -5.00	C2-M3	0.509	0.453	0.728	33.7%	31.2%	42.1%	79.6%	7.0%	35.8%
	-5.00 a -10.0	C2-M4	0.698	0.551	0.757	41.1%	35.5%	43.1%	28.7%	8.2%	30.8%
C3	-0.40 a -3.00	C3-M1	0.542	0.496	0.714	35.2%	33.1%	41.7%	78.8%	7.0%	33.7%
	-3.00 a -4.80	C3-M2	0.707	0.560	0.784	41.4%	35.9%	44.0%	34.3%	14.0%	53.7%
	-4.80 a -11.5	C3-M3	0.610	0.489	0.689	37.9%	32.8%	40.8%	39.4%	15.0%	63.8%
C10	-0.35 a -2.20	C10-M1	0.933	0.501	1.016	48.3%	33.4%	50.4%	16.1%	10.0%	28.0%
	-2.20 a -5.00	C10-M2	0.775	0.488	0.866	43.7%	32.8%	46.4%	24.0%	7.2%	24.5%
	-5.00 a -11.8	C10-M3	0.727	0.624	0.874	42.1%	38.4%	46.6%	59.0%	8.0%	29.3%
C5	-1.60 A -3.20	C5-M1	0.539	0.473	0.905	35.0%	32.1%	47.5%	84.7%	4.9%	24.0%
	-3.20 A -5.00	C5-M2	0.691	0.606	0.909	40.9%	37.7%	47.6%	71.7%	4.9%	19.0%
	-5.00 A -11.4	C5-M3	0.746	0.639	0.801	42.7%	39.0%	44.5%	34.0%	8.4%	30.0%
C8	-0.80 a -1.50	C8-M1	0.638	0.514	0.730	38.9%	34.0%	42.2%	42.7%	8.0%	34.0%
	-1.50 a -3.00	C8-M2	0.658	0.538	0.917	39.7%	35.0%	47.8%	68.3%	12.0%	49.0%
	-3.00 a -10.8	C8-M3	0.644	0.535	0.810	39.2%	34.9%	44.8%	60.3%	14.5%	59.1%
C9	0.00 a -1.20	C9-M1	0.581	0.498	0.871	36.8%	33.2%	46.5%	77.6%	10.0%	45.8%
	-1.20 a -2.20	C9-M2	0.597	0.505	0.834	37.4%	33.6%	45.5%	72.2%	8.2%	36.3%
	-2.20 a -5.40	C9-M3	0.473	0.432	0.662	32.1%	30.2%	39.8%	82.3%	9.2%	50.2%

Tabla N° 02: Propiedades de Fase

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

Según los ensayos realizados para la clasificación de Suelos y Propiedades de Fase mostrados en la Tabla N°01 y Tabla N°02, se puede observar que el Tipo de Suelo que predomina es el **Estrato N°02 – SM, Arena Limosa**, color gris, no plástica de origen aluvial, con presencia de grava de máximo 2"<40%, compacidad media, presenta humedad. No se identifica Nivel Freático. En el Estrato N°02 se encuentra los suelos de fundación de los Muros de Contención el cual podemos observar en la figura N°02.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2. Propiedades Densimetrícas

CALICATA	PROF. (m)	MUESTRA	PESO ESPECÍFICO				G.E.	PESOS UNITARIOS		BOLONERÍA
			γ_n (g/cm3)	γ_d (g/cm3)	γ_{sat} (g/cm3)	γ_b (g/cm3)	G_s	$\gamma_{d,min}$ (g/cm3)	$\gamma_{d,máx}$ (g/cm3)	(%)
C1	-0.70 a -5.00	C1-M1	1.888	1.825	2.152	1.152	2.712	1.671	1.905	30.0%
	-5.00 a -6.50	C1-M2	1.759	1.620	2.014	1.014	2.675	1.435	1.766	0.0%
C2	-0.50 a -1.10	C2-M1	1.899	1.835	2.148	1.148	2.674	1.712	1.902	0.0%
	-1.10 a -3.00	C2-M2	1.741	1.630	2.030	1.030	2.714	1.520	1.739	10.0%
	-3.00 a -5.00	C2-M3	1.847	1.726	2.064	1.064	2.605	1.508	1.793	0.0%
	-5.00 a -10.0	C2-M4	1.673	1.546	1.957	0.957	2.625	1.494	1.693	0.0%
C3	-0.40 a -3.00	C3-M1	1.812	1.694	2.045	1.045	2.612	1.523	1.746	0.0%
	-3.00 a -4.80	C3-M2	1.811	1.589	2.003	1.003	2.712	1.520	1.739	0.0%
	-4.80 a -11.5	C3-M3	1.853	1.611	1.990	0.990	2.594	1.536	1.742	0.0%
C10	-0.35 a -2.20	C10-M1	1.488	1.353	1.835	0.835	2.615	1.297	1.742	0.0%
	-2.20 a -5.00	C10-M2	1.591	1.484	1.921	0.921	2.634	1.412	1.770	0.0%
	-5.00 a -11.8	C10-M3	1.663	1.540	1.961	0.961	2.659	1.418	1.637	0.0%
C5	-1.60 A -3.20	C5-M1	1.802	1.718	2.069	1.069	2.645	1.389	1.795	0.0%
	-3.20 A -5.00	C5-M2	1.659	1.581	1.990	0.990	2.675	1.401	1.666	0.0%
	-5.00 A -11.4	C5-M3	1.656	1.528	1.955	0.955	2.667	1.481	1.627	0.0%
C8	-0.80 a -1.50	C8-M1	1.787	1.654	2.044	1.044	2.710	1.566	1.790	0.0%
	-1.50 a -3.00	C8-M2	1.814	1.620	2.017	1.017	2.686	1.401	1.746	0.0%
	-3.00 a -10.8	C8-M3	1.828	1.596	1.988	0.988	2.625	1.450	1.710	0.0%
C9	0.00 a -1.20	C9-M1	1.851	1.683	2.050	1.050	2.661	1.423	1.777	0.0%
	-1.20 a -2.20	C9-M2	1.792	1.656	2.029	1.029	2.644	1.442	1.756	0.0%
	-2.20 a -5.40	C9-M3	1.911	1.750	2.071	1.071	2.578	1.551	1.800	0.0%

Tabla N° 03: Propiedades Densimetrías

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

Para el cálculo de Peso Específico del Suelo de Fundación se tiene como valor promedio 1.768 tn /m3, sin embargo para el cálculo correspondiente a los muros de contención se usara un valor de **1.75 Tn/m3,** siendo este un dato conservador para el análisis.

3. Propiedades Mecánicas (Suelo de Fundación)

CALICATA	PROF. (m)	MUESTRA	ϕ (°)	ϕ (rad)	c (Kg/cm2)	K_o	K_a	K_p	μ
C1	-0.70 a -5.00	C1-M1	34.74	0.61	0.00	0.430	0.274	3.649	0.428
	-5.00 a -6.50	C1-M2	34.01	0.59	0.00	0.441	0.283	3.539	0.418
C2	-5.00 a -10.0	C2-M4	33.82	0.59	0.00	0.443	0.285	3.511	0.415
C3	-4.80 a -11.5	C3-M3	32.27	0.56	0.00	0.466	0.304	3.290	0.394
C10	-5.00 a -11.8	C10-M3	32.44	0.57	0.00	0.464	0.302	3.314	0.396
C5	-5.00 A -11.4	C5-M3	32.34	0.56	0.00	0.465	0.303	3.301	0.395
C8	-3.00 a -10.8	C8-M3	31.73	0.55	0.00	0.474	0.311	3.219	0.387
C9	-2.20 a -5.40	C9-M3	34.81	0.61	0.00	0.429	0.273	3.660	0.429

Tabla N° 04: Propiedades Mecánicas (Suelo de Fundación)

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

Las propiedades mecánicas de los suelos del proyecto han sido evaluadas mediante el ensayo de corte directo, habiéndose realizado las pruebas sobre las muestras de los estratos que alojarán las cimentaciones del proyecto. En el ensayo de corte directo se han obtenido como

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

parámetros el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c). Al tratarse de suelos granulares predominantemente arenosos se han obtenido en todas las muestras cohesiones nulas.

En la Tabla N°04 se muestran los ángulos de fricción de las diferentes muestras de suelo, siendo sus valores muy parecidos, presentándose un valor promedio de 33.27° y una desviación estándar de 1.21°. Sin embargo para el cálculo correspondiente a los muros de contención se usara un valor de **32.5°**, siendo este un dato conservador para el análisis.

4. **Propiedades del Suelo como Subrasante**

CALICATA	PROF. (m)	MUESTRA	CHO (%)	DSM al 100% (g/cm3)	DSM al 98% (g/cm3)	DSM al 95% (g/cm3)	$CBR_{0.1"}$ al 100% (%)	$CBR_{0.1"}$ al 98% (%)	$CBR_{0.1"}$ al 95% (%)
C1	-0.70 a -5.00	C1-M1	6.96	2.0290	1.9884	1.9275	60.3%	46.7%	22.2%
	-5.00 a -6.50	C1-M2	12.29	1.7554	1.7203	1.6676	75.6%	38.9%	32.3%
C2	-1.10 a -3.00	C2-M2	13.35	1.7906	1.7548	1.7011	75.3%	43.6%	25.9%
	-5.00 a -10.0	C2-M4	11.68	1.6685	1.6352	1.5851	49.6%	42.4%	26.5%
C3	-0.40 a -3.00	C3-M1	12.22	1.8592	1.8220	1.7662	82.2%	68.5%	52.6%
	-4.80 a -11.5	C3-M3	11.25	1.7635	1.7282	1.6753	43.1%	36.5%	31.2%
C10	-5.00 a -11.8	C10-M3	15.24	1.6652	1.6319	1.5819	50.0%	39.7%	30.1%
C5	-5.00 A -11.4	C5-M3	14.17	1.6739	1.6405	1.5903	27.9%	21.2%	13.5%
C8	-0.80 a -1.50	C8-M1	13.02	1.9009	1.8629	1.8058	84.1%	72.6%	57.0%
	-1.50 a -3.00	C8-M2	8.43	1.7127	1.6784	1.6270	66.4%	42.5%	22.5%
	-3.00 a -10.8	C8-M3	10.99	1.7364	1.7017	1.6496	41.1%	34.0%	28.1%
C9	-1.20 a -2.20	C9-M2	11.04	1.7826	1.7469	1.6934	69.0%	58.2%	46.1%
	-2.20 a -5.40	C9-M3	10.22	1.8978	1.8599	1.8030	90.6%	72.0%	53.0%

Tabla N° 05: Propiedades del Suelo como Subrasante

Fuente: Expediente Técnico "Mejoramiento de la interconexión vial entre la Av. Avelino Cáceres y la Av. Daniel Alcides Carrión en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia de Arequipa"

Se han analizado las características de compactación del terreno, para el caso en que este sea empleado como material propio de los rellenos, así como subrasante de los pavimentos.

El promedio de densidad seca al 95% es 1.698 Tn/m3, y el contenido de humedad óptimo promedio es de 11.6%. El contenido de humedad óptimo mínimo es de 8.43%. Con base en estos resultados de emplearse el material de corte como material de relleno podría esperarse un peso específico compactado de 1.698 x 1.0843 = 1.841 Tn/m3.

Sin embargo para el caso más desfavorable se tendría 1.627 x 1.0843 = 1.757 Tn/m3. Por lo que podría asumirse conservadoramente para los cálculos un peso de relleno compactado de **1.75 Tn/m3.**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANEXO 02.- ECUACION GENERAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA

(Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones - *Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6*)

3.6 Ecuación general de la capacidad de carga

Las ecuaciones de la capacidad de carga última (3.3), (3.7) y (3.8) son sólo para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares; no abordan el caso de cimentaciones rectangulares ($0 < B/L < 1$). Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (la parte de la superficie de falla marcada como *GI* y *HJ* en la figura 3.5). Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos factores, Meyerhof (1963) sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \tag{3.19}$$

En esta ecuación:

c' = cohesión
q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
γ = peso específico del suelo
B = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Las ecuaciones para determinar los varios factores que aparecen en la ecuación (3.19) se describen brevemente en las secciones siguientes. Observe que la ecuación original para la capacidad de carga última se dedujo sólo para el caso de deformación unitaria plana (es decir, para cimentaciones continuas). Los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga son empíricos basados en datos experimentales.

Factores de capacidad de carga

La naturaleza básica de la superficie de falla en un suelo sugerida por Terzaghi ahora parece haberse confirmado por estudios de laboratorio y de campo de la capacidad de carga (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α que se muestra en la figura 3.5 está más cercano a $45 + \phi'/2$ que a ϕ'. Si se acepta este cambio, los valores de N_c, N_q y N_γ para un ángulo de fricción del suelo dado también cambiarán respecto a los dados en la tabla 3.1. Con $\alpha = 45 + \phi'/2$, se puede demostrar que

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'} \tag{3.20}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

y

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi' \tag{3.21}$$

La ecuación (3.21) para N_c la dedujo originalmente Prandtl y la ecuación (3.20) para N_q la presentó Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) proporcionaron la relación para N_γ como

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi' \tag{3.22}$$

En la tabla 3.3 se muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo.

Tabla 3.3 Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Factores de forma, profundidad e inclinación

Los factores de forma, profundidad e inclinación de uso común se dan en la tabla 3.4.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla 3.4 Factores de forma, profundidad e inclinación [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof y Hanna (1981)].

Factor	Relación	Referencia
Forma	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	DeBeer (1970)
Profundidad	si; $\frac{D_f}{B} \leq 1$ Para $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ Para $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'\,(1 - \text{sen}\,\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ si; $\frac{D_f}{B} > 1$ Para $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.4\,\underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ Para $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \text{sen}\,\phi')^2\,\underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)$ β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

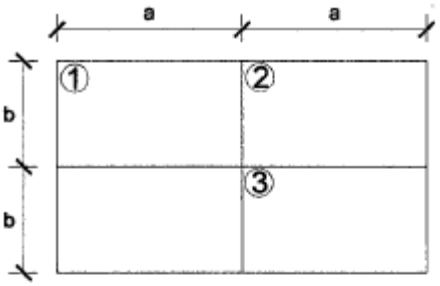
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CALCULO DE LOS APOYOS (SPRINGS) EN LA ZAPATA

Los apoyos se constituyen en el terreno, para simular el terreno se deberá asignar a los nudos de la zapata springs (resortes), para ello usaremos el valor del coeficiente de balasto (Kb,) y el ángulo de fricción interna del suelo de cimentación (ϕ= 32.5°).

Después de discretizar la losa de la zapata como se muestra en la figura, se realiza el siguiente cálculo de acuerdo a las siguientes fórmulas, para así determinar los spring.



$$K_x = K_b * (1 - sen(\phi)) * (Área\ de\ influencia)$$

$$K_y = K_b * (1 - sen(\phi)) * (Área\ de\ influencia)$$

$$K_z = K_b * (Área\ de\ influencia)$$

Para Nudos en esquina (1)

$$K_x = K_b * (1 - sen(\phi)) * (a/2 * b/2)$$

$$K_y = K_b * (1 - sen(\phi)) * (a/2 * b/2)$$

$$K_z = K_b * (a/2 * b/2)$$

Para Nudos exteriores (2)

$$K_x = K_b * (1 - sen(\phi)) * ((a * b)/2)$$

$$K_y = K_b * (1 - sen(\phi)) * ((a * b)/2)$$

$$K_z = K_b * ((a * b)/2)$$

Para Nudos interiores (3)

$$K_x = K_b * (1 - sen(\phi)) * (a * b)$$

$$K_y = K_b * (1 - sen(\phi)) * (a * b)$$

$$K_z = K_b * (a * b)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS (Asentamiento Elástico)

Una vez realizado el modelamiento estructural del muro de contención, incluyendo la colocación de springs a través del coeficiente de balasto en el software SAP2000 V.20.2, se procede a calcular los asentamientos en todos los puntos discretizados en la zapata del muro de contención.

- **Muro de Contención en Voladizo - H=3.00 m**

Se obtuvo como resultado un asentamiento máximo en Condiciones de Servicio (Comb. 01) para un muro en Voladizo H = 3.00 m. de 0.009209 m. en la dirección 3-3.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB1	Combination	-0.003043	1.422E-06	-0.009209	4.052E-07	-0.003426	-1.863E-06
2	COMB1	Combination	-0.003043	7.66E-07	-0.007754	2.425E-07	-0.003436	-1.696E-06
5	COMB1	Combination	-0.003041	-0.00000165	-0.002495	-6.681E-07	-0.003306	-0.00000236
7	COMB1	Combination	-0.003043	-1.422E-06	-0.009209	-4.052E-07	-0.003426	1.863E-06
8	COMB1	Combination	-0.003043	-7.66E-07	-0.007754	-2.425E-07	-0.003436	1.696E-06
9	COMB1	Combination	-0.003041	0.00000165	-0.002495	6.681E-07	-0.003306	0.00000236
17	COMB1	Combination	-0.003043	0.00000109	-0.008481	3.179E-07	-0.003428	-1.291E-06
34	COMB1	Combination	-0.003043	-0.00000109	-0.008481	-3.179E-07	-0.003428	1.291E-06
35	COMB1	Combination	-0.003044	-7.307E-07	-0.008482	-2.249E-07	-0.003428	0.00000118
36	COMB1	Combination	-0.003044	-9.463E-07	-0.009209	-2.778E-07	-0.003426	8.467E-07
37	COMB1	Combination	-0.003044	-3.647E-07	-0.008482	-1.134E-07	-0.003428	4.558E-07
38	COMB1	Combination	-0.003044	-4.745E-07	-0.009209	-1.424E-07	-0.003426	5.841E-07
39	COMB1	Combination	-0.003044	1.048E-15	-0.008482	-9.181E-16	-0.003428	-1.502E-15
40	COMB1	Combination	-0.003044	1.363E-15	-0.009209	-1.034E-15	-0.003426	-1.452E-15
41	COMB1	Combination	-0.003044	3.647E-07	-0.008482	1.134E-07	-0.003428	-4.558E-07
42	COMB1	Combination	-0.003044	4.745E-07	-0.009209	1.424E-07	-0.003426	-5.841E-07
43	COMB1	Combination	-0.003044	7.307E-07	-0.008482	2.249E-07	-0.003428	-0.00000118
44	COMB1	Combination	-0.003044	9.463E-07	-0.009209	2.778E-07	-0.003426	-8.467E-07
45	COMB1	Combination	-0.003044	-5.141E-07	-0.007754	-1.661E-07	-0.003436	8.67E-07
46	COMB1	Combination	-0.003044	-2.559E-07	-0.007754	-8.673E-08	-0.003436	5.509E-07
47	COMB1	Combination	-0.003045	7.354E-16	-0.007754	-7.064E-16	-0.003436	-1.447E-15
48	COMB1	Combination	-0.003044	2.559E-07	-0.007754	8.673E-08	-0.003436	-5.509E-07
49	COMB1	Combination	-0.003044	5.141E-07	-0.007754	1.661E-07	-0.003436	-8.67E-07
66	COMB1	Combination	-0.003043	1.776E-07	-0.006417	5.389E-08	-0.003371	-1.107E-06
73	COMB1	Combination	-0.003042	-4.35E-07	-0.005101	-1.905E-07	-0.00333	-2.167E-06
80	COMB1	Combination	-0.003042	-1.034E-06	-0.003797	-4.243E-07	-0.003311	-7.924E-07
92	COMB1	Combination	-0.003043	-1.776E-07	-0.006417	-5.389E-08	-0.003371	1.107E-06
93	COMB1	Combination	-0.003043	-1.103E-07	-0.006417	-3.997E-08	-0.003371	1.285E-06
94	COMB1	Combination	-0.003044	-5.817E-08	-0.006417	-2.462E-08	-0.003371	3.951E-07
95	COMB1	Combination	-0.003044	1.45E-16	-0.006417	-8.108E-16	-0.003371	-1.524E-15
96	COMB1	Combination	-0.003044	5.817E-08	-0.006417	2.462E-08	-0.003371	-3.951E-07
97	COMB1	Combination	-0.003043	1.103E-07	-0.006417	3.997E-08	-0.003371	-1.285E-06
98	COMB1	Combination	-0.003042	4.35E-07	-0.005101	1.905E-07	-0.00333	2.167E-06
99	COMB1	Combination	-0.003043	2.852E-07	-0.005101	1.132E-07	-0.00333	6.516E-07
100	COMB1	Combination	-0.003043	1.459E-07	-0.005101	5.495E-08	-0.00333	6.866E-07
101	COMB1	Combination	-0.003043	-4.432E-16	-0.005101	-7.286E-16	-0.00333	-1.463E-15
102	COMB1	Combination	-0.003043	-1.459E-07	-0.005101	-5.495E-08	-0.00333	-6.866E-07
103	COMB1	Combination	-0.003043	-2.852E-07	-0.005101	-1.132E-07	-0.00333	-6.516E-07

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

104	COMB1	Combination	-0.003042	1.034E-06	-0.003797	4.243E-07	-0.003311	7.924E-07
105	COMB1	Combination	-0.003042	6.942E-07	-0.003796	2.846E-07	-0.003311	0.00000148
106	COMB1	Combination	-0.003043	3.452E-07	-0.003796	1.376E-07	-0.003311	3.01E-07
107	COMB1	Combination	-0.003043	-1.029E-15	-0.003796	-8.669E-16	-0.003311	-1.51E-15
108	COMB1	Combination	-0.003043	-3.452E-07	-0.003796	-1.376E-07	-0.003311	-3.01E-07
109	COMB1	Combination	-0.003042	-6.942E-07	-0.003796	-2.846E-07	-0.003311	-0.00000148
110	COMB1	Combination	-0.003042	1.095E-06	-0.002495	4.493E-07	-0.003307	5.385E-07
111	COMB1	Combination	-0.003042	5.49E-07	-0.002495	2.235E-07	-0.003307	7.422E-07
112	COMB1	Combination	-0.003043	-1.616E-15	-0.002495	-1.028E-15	-0.003307	-1.472E-15
113	COMB1	Combination	-0.003042	-5.49E-07	-0.002495	-2.235E-07	-0.003307	-7.422E-07
114	COMB1	Combination	-0.003042	-1.095E-06	-0.002495	-4.493E-07	-0.003307	-5.385E-07

- **Muro de Contención en Voladizo - H=6.00 m**

Se obtuvo como resultado un asentamiento máximo en Condiciones de Servicio (Comb. 01) para un muro en Voladizo H = 6.00 m. de 0.032477 m. en la dirección 3-3.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB1	Combination	-0.011198	0.00000281	-0.032477	5.238E-07	-0.004935	-0.000002067
2	COMB1	Combination	-0.011199	0.000001584	-0.028655	2.695E-07	-0.004963	-0.000001693
5	COMB1	Combination	-0.011198	-0.00000281	-0.032477	-5.238E-07	-0.004935	0.000002067
6	COMB1	Combination	-0.011199	-0.000001584	-0.028655	-2.695E-07	-0.004963	0.000001693
10	COMB1	Combination	-0.011186	0.000003465	-0.012987	-0.000002449	-0.00435	0.00000348
11	COMB1	Combination	-0.011186	-0.000003465	-0.012987	0.000002449	-0.00435	-0.00000348
17	COMB1	Combination	-0.011198	0.00000224	-0.030567	4.174E-07	-0.00494	-8.143E-07
34	COMB1	Combination	-0.011198	-0.00000224	-0.030567	-4.174E-07	-0.00494	8.143E-07
35	COMB1	Combination	-0.011199	-0.00000146	-0.030567	-1.546E-07	-0.00494	0.000001244
36	COMB1	Combination	-0.011198	-0.000001813	-0.032477	-2.081E-07	-0.004935	4.673E-07
37	COMB1	Combination	-0.011199	-7.188E-07	-0.030567	-5.32E-08	-0.00494	3.139E-07
38	COMB1	Combination	-0.011199	-8.945E-07	-0.032477	-7.203E-08	-0.004935	5.802E-07
39	COMB1	Combination	-0.011199	-1.484E-16	-0.030567	-7.378E-14	-0.00494	3.794E-15
40	COMB1	Combination	-0.011199	-1.654E-15	-0.032477	-7.392E-14	-0.004935	3.973E-15
41	COMB1	Combination	-0.011199	7.188E-07	-0.030567	5.32E-08	-0.00494	-3.139E-07
42	COMB1	Combination	-0.011199	8.945E-07	-0.032477	7.203E-08	-0.004935	-5.802E-07
43	COMB1	Combination	-0.011199	0.00000146	-0.030567	1.546E-07	-0.00494	-0.000001244
44	COMB1	Combination	-0.011198	0.000001813	-0.032477	2.081E-07	-0.004935	-4.673E-07
45	COMB1	Combination	-0.011199	-0.000001052	-0.028655	-9.177E-08	-0.004964	5.776E-07
46	COMB1	Combination	-0.0112	-5.213E-07	-0.028656	-1.803E-08	-0.004964	4.744E-07
47	COMB1	Combination	-0.0112	1.366E-15	-0.028656	-7.354E-14	-0.004964	3.881E-15
48	COMB1	Combination	-0.0112	5.213E-07	-0.028656	1.803E-08	-0.004964	-4.744E-07
49	COMB1	Combination	-0.011199	0.000001052	-0.028655	9.177E-08	-0.004964	-5.776E-07
72	COMB1	Combination	-0.011196	-8.881E-07	-0.026545	-8.132E-08	-0.004788	6.734E-07
79	COMB1	Combination	-0.011194	-1.581E-07	-0.024504	9.471E-08	-0.004643	0.000002802
86	COMB1	Combination	-0.011192	4.792E-07	-0.02252	-3.826E-08	-0.00453	4.014E-08
93	COMB1	Combination	-0.01119	0.000001071	-0.020577	-3.871E-07	-0.004448	0.000003211
100	COMB1	Combination	-0.011189	0.0000016	-0.018663	-9.436E-07	-0.004395	-1.572E-07
107	COMB1	Combination	-0.011187	0.000002136	-0.016766	-0.000001519	-0.004365	0.000003317
114	COMB1	Combination	-0.011187	0.000002736	-0.014876	-0.000002045	-0.004353	4.14E-08
120	COMB1	Combination	-0.011197	-6.034E-07	-0.026545	6.232E-08	-0.004788	0.00000148
121	COMB1	Combination	-0.011197	-0.000000314	-0.026545	4.776E-08	-0.004788	0.000000245
122	COMB1	Combination	-0.011197	3.004E-15	-0.026545	-7.29E-14	-0.004788	3.722E-15
123	COMB1	Combination	-0.011197	0.000000314	-0.026545	-4.776E-08	-0.004788	-0.000000245
124	COMB1	Combination	-0.011197	6.034E-07	-0.026545	-6.232E-08	-0.004788	-0.00000148
125	COMB1	Combination	-0.011196	8.881E-07	-0.026545	8.132E-08	-0.004788	-6.734E-07
126	COMB1	Combination	-0.011194	-1.609E-07	-0.024504	1.876E-07	-0.004643	2.546E-07
127	COMB1	Combination	-0.011195	-8.639E-08	-0.024504	1.382E-07	-0.004643	8.501E-07
128	COMB1	Combination	-0.011195	4.66E-15	-0.024504	-7.204E-14	-0.004643	3.965E-15
129	COMB1	Combination	-0.011195	8.639E-08	-0.024504	-1.382E-07	-0.004643	-8.501E-07

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

130	COMB1	Combination	-0.011194	1.609E-07	-0.024504	-1.876E-07	-0.004643	-2.546E-07
131	COMB1	Combination	-0.011194	1.581E-07	-0.024504	-9.471E-08	-0.004643	-0.000002802
132	COMB1	Combination	-0.011192	2.819E-07	-0.02252	2.139E-07	-0.00453	0.000001964
133	COMB1	Combination	-0.011193	1.233E-07	-0.02252	1.585E-07	-0.00453	6.765E-08
134	COMB1	Combination	-0.011193	6.324E-15	-0.022519	-7.213E-14	-0.00453	3.717E-15
135	COMB1	Combination	-0.011193	-1.233E-07	-0.02252	-1.585E-07	-0.00453	-6.765E-08
136	COMB1	Combination	-0.011192	-2.819E-07	-0.02252	-2.139E-07	-0.00453	-0.000001964
137	COMB1	Combination	-0.011192	-4.792E-07	-0.02252	3.826E-08	-0.00453	-4.014E-08
138	COMB1	Combination	-0.011191	6.743E-07	-0.020577	4.703E-08	-0.004448	-4.484E-10
139	COMB1	Combination	-0.011191	3.298E-07	-0.020577	1.167E-07	-0.004448	0.000001028
140	COMB1	Combination	-0.011191	7.995E-15	-0.020577	-7.164E-14	-0.004448	3.978E-15
141	COMB1	Combination	-0.011191	-3.298E-07	-0.020577	-1.167E-07	-0.004448	-0.000001028
142	COMB1	Combination	-0.011191	-6.743E-07	-0.020577	-4.703E-08	-0.004448	4.484E-10
143	COMB1	Combination	-0.01119	-0.000001071	-0.020577	3.871E-07	-0.004448	-0.000003211
144	COMB1	Combination	-0.011189	0.000001056	-0.018663	-2.197E-07	-0.004394	0.000002163
145	COMB1	Combination	-0.01119	5.224E-07	-0.018663	-4.464E-10	-0.004394	5.419E-09
146	COMB1	Combination	-0.01119	9.666E-15	-0.018663	-7.16E-14	-0.004394	3.703E-15
147	COMB1	Combination	-0.01119	-5.224E-07	-0.018663	4.463E-10	-0.004394	-5.419E-09
148	COMB1	Combination	-0.011189	-0.000001056	-0.018663	2.197E-07	-0.004394	-0.000002163
149	COMB1	Combination	-0.011189	-0.0000016	-0.018663	9.436E-07	-0.004395	1.572E-07
150	COMB1	Combination	-0.011188	0.000001437	-0.016766	-5.567E-07	-0.004365	-3.895E-09
151	COMB1	Combination	-0.011189	7.227E-07	-0.016766	-1.428E-07	-0.004364	0.000001112
152	COMB1	Combination	-0.011189	1.134E-14	-0.016766	-7.126E-14	-0.004364	3.993E-15
153	COMB1	Combination	-0.011189	-7.227E-07	-0.016766	1.428E-07	-0.004364	-0.000001112
154	COMB1	Combination	-0.011188	-0.000001437	-0.016766	5.567E-07	-0.004365	3.895E-09
155	COMB1	Combination	-0.011187	-0.000002136	-0.016766	0.000001519	-0.004365	-0.000003317
156	COMB1	Combination	-0.011188	0.000001863	-0.014876	-8.708E-07	-0.004352	0.000002302
157	COMB1	Combination	-0.011188	9.425E-07	-0.014876	-2.911E-07	-0.004352	5.137E-08
158	COMB1	Combination	-0.011188	1.302E-14	-0.014877	-7.087E-14	-0.004352	3.705E-15
159	COMB1	Combination	-0.011188	-9.425E-07	-0.014876	2.911E-07	-0.004352	-5.137E-08
160	COMB1	Combination	-0.011188	-0.000001863	-0.014876	8.708E-07	-0.004352	-0.000002302
161	COMB1	Combination	-0.011187	-0.000002736	-0.014876	0.000002045	-0.004353	-4.14E-08
162	COMB1	Combination	-0.011187	0.000002367	-0.012988	-0.000001128	-0.00435	1.211E-07
163	COMB1	Combination	-0.011188	0.000001199	-0.012988	-4.116E-07	-0.004349	0.000001175
164	COMB1	Combination	-0.011188	1.469E-14	-0.012988	-7.063E-14	-0.004349	3.984E-15
165	COMB1	Combination	-0.011188	-0.000001199	-0.012988	4.116E-07	-0.004349	-0.000001175
166	COMB1	Combination	-0.011187	-0.000002367	-0.012988	0.000001128	-0.00435	-1.211E-07

- **Muro de Contención en Voladizo - H=9.00 m**

Se obtuvo como resultado un asentamiento máximo en Condiciones de Servicio (Comb. 01) para un muro en Voladizo H = 9.50 m. de 0.082909 m. en la dirección 3-3.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**U1**	**U2**	**U3**	**R1**	**R2**	**R3**
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB1	Combination	-0.027186	0.000003087	-0.074273	0.000003659	-0.008259	-0.000003374
2	COMB1	Combination	-0.027151	-0.000003502	-0.031553	0.000015	-0.007222	-0.000001901
5	COMB1	Combination	-0.027186	-0.000003087	-0.074273	-0.000003659	-0.008259	0.000003374
6	COMB1	Combination	-0.027151	0.000003502	-0.031553	-0.000015	-0.007222	0.000001901
10	COMB1	Combination	-0.027184	-0.000006544	-0.082907	-0.000005017	-0.00823	0.00000263
11	COMB1	Combination	-0.027184	0.000006544	-0.082907	0.000005017	-0.00823	-0.00000263
28	COMB1	Combination	-0.027185	-0.000005055	-0.07859	-0.000004339	-0.008235	0.000002355
34	COMB1	Combination	-0.027186	-0.000003258	-0.07859	-0.000002342	-0.008235	0.000001588
35	COMB1	Combination	-0.027185	-0.000004128	-0.082908	-0.000002694	-0.008231	0.00000125
36	COMB1	Combination	-0.027186	-0.000001595	-0.078591	-0.000001019	-0.008236	0.000000665
37	COMB1	Combination	-0.027185	-0.000001997	-0.082909	-0.000001159	-0.008231	6.591E-07
38	COMB1	Combination	-0.027186	1.912E-13	-0.078591	-5.793E-13	-0.008236	-5.72E-14
39	COMB1	Combination	-0.027186	2.213E-13	-0.082909	-5.79E-13	-0.008231	-5.747E-14
40	COMB1	Combination	-0.027186	0.000001595	-0.078591	0.000001019	-0.008236	-0.000000665

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

41	COMB1	Combination	-0.027185	0.000001997	-0.082909	0.000001159	-0.008231	-6.591E-07
42	COMB1	Combination	-0.027186	0.000003258	-0.07859	0.000002342	-0.008235	-0.000001588
43	COMB1	Combination	-0.027185	0.000004128	-0.082908	0.000002694	-0.008231	-0.00000125
44	COMB1	Combination	-0.027185	0.000005055	-0.07859	0.000004339	-0.008235	-0.000002355
45	COMB1	Combination	-0.027187	-0.000002063	-0.074274	-0.000002005	-0.008259	0.000001712
46	COMB1	Combination	-0.027187	-0.000001029	-0.074274	-8.728E-07	-0.008259	0.000000764
47	COMB1	Combination	-0.027187	1.611E-13	-0.074274	-5.798E-13	-0.00826	-5.802E-14
48	COMB1	Combination	-0.027187	0.000001029	-0.074274	8.728E-07	-0.008259	-0.000000764
49	COMB1	Combination	-0.027187	0.000002063	-0.074274	0.000002005	-0.008259	-0.000001712
66	COMB1	Combination	-0.027181	0.000001361	-0.070409	0.00000338	-0.008057	-0.000002326
73	COMB1	Combination	-0.027176	-1.814E-07	-0.066636	0.000003651	-0.007877	-0.000003351
80	COMB1	Combination	-0.027171	-0.000001352	-0.062943	0.000004655	-0.007721	-0.000001355
87	COMB1	Combination	-0.027167	-0.000002151	-0.059319	0.000006135	-0.007589	-0.000002953
94	COMB1	Combination	-0.027163	-0.000002598	-0.055753	0.0000079	-0.007479	-4.694E-07
101	COMB1	Combination	-0.02716	-0.000002788	-0.052232	0.000009655	-0.007392	-0.000002227
108	COMB1	Combination	-0.027157	-0.000002822	-0.048747	0.000011	-0.007326	-5.956E-08
115	COMB1	Combination	-0.027155	-0.000002776	-0.045288	0.000013	-0.007279	-0.000001701
122	COMB1	Combination	-0.027153	-0.000002746	-0.041845	0.000014	-0.007249	-6.479E-08
129	COMB1	Combination	-0.027152	-0.000002794	-0.038412	0.000014	-0.007232	-0.000001611
136	COMB1	Combination	-0.027151	-0.000003016	-0.034983	0.000015	-0.007224	-4.516E-07
148	COMB1	Combination	-0.027181	-0.000001361	-0.070409	-0.00000338	-0.008057	0.000002326
149	COMB1	Combination	-0.027182	-9.883E-07	-0.070409	-0.000001825	-0.008057	0.000001938
150	COMB1	Combination	-0.027182	-5.229E-07	-0.07041	-8.053E-07	-0.008057	6.978E-07
151	COMB1	Combination	-0.027182	1.338E-13	-0.07041	-5.799E-13	-0.008057	-5.737E-14
152	COMB1	Combination	-0.027182	5.229E-07	-0.07041	8.053E-07	-0.008057	-6.978E-07
153	COMB1	Combination	-0.027182	9.883E-07	-0.070409	0.000001825	-0.008057	-0.000001938
154	COMB1	Combination	-0.027176	1.814E-07	-0.066636	-0.000003651	-0.007877	0.000003351
155	COMB1	Combination	-0.027177	-9.411E-09	-0.066637	-0.000001995	-0.007877	0.000001224
156	COMB1	Combination	-0.027177	-3.67E-08	-0.066637	-8.636E-07	-0.007876	0.000000994
157	COMB1	Combination	-0.027177	1.064E-13	-0.066637	-5.798E-13	-0.007876	-5.752E-14
158	COMB1	Combination	-0.027177	3.67E-08	-0.066637	8.636E-07	-0.007876	-0.000000994
159	COMB1	Combination	-0.027177	9.411E-09	-0.066637	0.000001995	-0.007877	-0.000001224
160	COMB1	Combination	-0.027171	0.000001352	-0.062943	-0.000004655	-0.007721	0.000001355
161	COMB1	Combination	-0.027172	7.897E-07	-0.062945	-0.000002553	-0.00772	0.000002052
162	COMB1	Combination	-0.027173	3.564E-07	-0.062945	-0.000001134	-0.00772	4.655E-07
163	COMB1	Combination	-0.027173	7.914E-14	-0.062945	-5.803E-13	-0.007719	-5.739E-14
164	COMB1	Combination	-0.027173	-3.564E-07	-0.062945	0.000001134	-0.00772	-4.655E-07
165	COMB1	Combination	-0.027172	-7.897E-07	-0.062945	0.000002553	-0.00772	-0.000002052
166	COMB1	Combination	-0.027167	0.000002151	-0.059319	-0.000006135	-0.007589	0.000002953
167	COMB1	Combination	-0.027168	0.000001342	-0.059321	-0.000003493	-0.007587	6.326E-07
168	COMB1	Combination	-0.027169	6.447E-07	-0.059322	-0.00000157	-0.007586	9.401E-07
169	COMB1	Combination	-0.027169	5.187E-14	-0.059323	-5.793E-13	-0.007586	-5.741E-14
170	COMB1	Combination	-0.027169	-6.447E-07	-0.059322	0.00000157	-0.007586	-9.401E-07
171	COMB1	Combination	-0.027168	-0.000001342	-0.059321	0.000003493	-0.007587	-6.326E-07
172	COMB1	Combination	-0.027163	0.000002598	-0.055753	-0.0000079	-0.007479	4.694E-07
173	COMB1	Combination	-0.027164	0.000001681	-0.055755	-0.000004622	-0.007478	0.000001717
174	COMB1	Combination	-0.027165	8.223E-07	-0.055757	-0.000002132	-0.007477	2.153E-07
175	COMB1	Combination	-0.027165	2.462E-14	-0.055757	-5.799E-13	-0.007476	-5.734E-14
176	COMB1	Combination	-0.027165	-8.223E-07	-0.055757	0.000002132	-0.007477	-2.153E-07
177	COMB1	Combination	-0.027164	-0.000001681	-0.055755	0.000004622	-0.007478	-0.000001717
178	COMB1	Combination	-0.02716	0.000002788	-0.052232	-0.000009655	-0.007392	0.000002227
179	COMB1	Combination	-0.027161	0.000001843	-0.052236	-0.00000582	-0.007391	2.138E-07
180	COMB1	Combination	-0.027161	9.137E-07	-0.052238	-0.000002727	-0.00739	7.593E-07
181	COMB1	Combination	-0.027162	-2.623E-15	-0.052238	-5.798E-13	-0.00739	-5.74E-14
182	COMB1	Combination	-0.027161	-9.137E-07	-0.052238	0.000002727	-0.00739	-7.593E-07
183	COMB1	Combination	-0.027161	-0.000001843	-0.052236	0.00000582	-0.007391	-2.138E-07
184	COMB1	Combination	-0.027157	0.000002822	-0.048747	-0.000011	-0.007326	5.956E-08
185	COMB1	Combination	-0.027158	0.000001887	-0.048751	-0.000006938	-0.007325	0.000001324
186	COMB1	Combination	-0.027159	9.457E-07	-0.048754	-0.000003302	-0.007324	7.675E-08
187	COMB1	Combination	-0.027159	-2.986E-14	-0.048754	-5.795E-13	-0.007324	-5.735E-14
188	COMB1	Combination	-0.027159	-9.457E-07	-0.048754	0.000003302	-0.007324	-7.675E-08
189	COMB1	Combination	-0.027158	-0.000001887	-0.048751	0.000006938	-0.007325	-0.000001324
190	COMB1	Combination	-0.027155	0.000002776	-0.045288	-0.000013	-0.007279	0.000001701
191	COMB1	Combination	-0.027156	0.00000188	-0.045293	-0.000007907	-0.007278	7.663E-08
192	COMB1	Combination	-0.027156	9.464E-07	-0.045295	-0.000003806	-0.007277	6.135E-07
193	COMB1	Combination	-0.027157	-5.71E-14	-0.045296	-5.796E-13	-0.007277	-5.738E-14
194	COMB1	Combination	-0.027156	-9.464E-07	-0.045295	0.000003806	-0.007277	-6.135E-07
195	COMB1	Combination	-0.027156	-0.00000188	-0.045293	0.000007907	-0.007278	-7.663E-08
196	COMB1	Combination	-0.027153	0.000002746	-0.041845	-0.000014	-0.007249	6.479E-08
197	COMB1	Combination	-0.027154	0.000001871	-0.041851	-0.000008685	-0.007248	0.000001132
198	COMB1	Combination	-0.027155	9.487E-07	-0.041854	-0.000004218	-0.007247	7.36E-08
199	COMB1	Combination	-0.027155	-8.433E-14	-0.041855	-5.802E-13	-0.007247	-5.733E-14

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

200	COMB1	Combination	-0.027155	-9.487E-07	-0.041854	0.000004218	-0.007247	-7.36E-08
201	COMB1	Combination	-0.027154	-0.000001871	-0.041851	0.000008685	-0.007248	-0.000001132
202	COMB1	Combination	-0.027152	0.000002794	-0.038412	-0.000014	-0.007232	0.000001611
203	COMB1	Combination	-0.027153	0.000001923	-0.038418	-0.000009269	-0.007231	1.998E-07
204	COMB1	Combination	-0.027153	9.785E-07	-0.038421	-0.000004532	-0.007231	6.004E-07
205	COMB1	Combination	-0.027153	-1.116E-13	-0.038423	-5.797E-13	-0.00723	-5.741E-14
206	COMB1	Combination	-0.027153	-9.785E-07	-0.038421	0.000004532	-0.007231	-6.004E-07
207	COMB1	Combination	-0.027153	-0.000001923	-0.038418	0.000009269	-0.007231	-1.998E-07
208	COMB1	Combination	-0.027151	0.000003016	-0.034983	-0.000015	-0.007224	4.516E-07
209	COMB1	Combination	-0.027152	0.000002093	-0.034989	-0.000009686	-0.007224	0.000001288
210	COMB1	Combination	-0.027152	0.000001073	-0.034993	-0.00000476	-0.007223	2.152E-07
211	COMB1	Combination	-0.027153	-1.388E-13	-0.034994	-5.795E-13	-0.007223	-5.733E-14
212	COMB1	Combination	-0.027152	-0.000001073	-0.034993	0.00000476	-0.007223	-2.152E-07
213	COMB1	Combination	-0.027152	-0.000002093	-0.034989	0.000009686	-0.007224	-0.000001288
214	COMB1	Combination	-0.027152	0.000002458	-0.03156	-0.000009987	-0.007221	4.803E-07
215	COMB1	Combination	-0.027152	0.000001266	-0.031563	-0.000004927	-0.007221	7.146E-07
216	COMB1	Combination	-0.027152	-1.661E-13	-0.031565	-5.784E-13	-0.007221	-5.743E-14
217	COMB1	Combination	-0.027152	-0.000001266	-0.031563	0.000004927	-0.007221	-7.146E-07
218	COMB1	Combination	-0.027152	-0.000002458	-0.03156	0.000009987	-0.007221	-4.803E-07

- **Muro de Contención con Contrafuerte - H=3.00 m**

Se obtuvo como resultado un asentamiento máximo en Condiciones de Servicio (Comb. 01) para un muro con Contrafuerte H = 3.00 m. de 0.009466 m. en la dirección 3-3.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB1	Combination	-0.003041	-5.329E-08	-0.009466	1.629E-07	-0.003389	-3.94E-08
2	COMB1	Combination	-0.003041	-1.045E-07	-0.008027	-0.000001331	-0.003401	0.00000028
5	COMB1	Combination	-0.003043	-0.000000211	-0.002658	-0.000009495	-0.003401	5.417E-08
7	COMB1	Combination	-0.003041	5.329E-08	-0.009466	-1.629E-07	-0.003389	3.94E-08
8	COMB1	Combination	-0.003041	1.045E-07	-0.008027	0.000001331	-0.003401	-0.00000028
9	COMB1	Combination	-0.003043	0.000000211	-0.002658	0.000009495	-0.003401	-5.417E-08
17	COMB1	Combination	-0.003041	-8.073E-08	-0.008746	-5.904E-07	-0.003391	-2.598E-07
34	COMB1	Combination	-0.003041	8.073E-08	-0.008746	5.904E-07	-0.003391	2.598E-07
35	COMB1	Combination	-0.003041	3.347E-07	-0.008745	0.000001344	-0.003391	-6.316E-07
36	COMB1	Combination	-0.003041	4.691E-07	-0.009465	0.000001542	-0.003389	-0.000001102
37	COMB1	Combination	-0.00304	2.578E-07	-0.008745	3.498E-07	-0.00339	-0.000001323
38	COMB1	Combination	-0.00304	3.722E-07	-0.009464	0.00000103	-0.003388	-1.229E-07
39	COMB1	Combination	-0.00304	4.885E-16	-0.008744	-1.512E-15	-0.003389	-1.179E-15
40	COMB1	Combination	-0.00304	7.316E-16	-0.009464	-1.614E-15	-0.003388	-1.105E-15
41	COMB1	Combination	-0.00304	-2.578E-07	-0.008745	-3.498E-07	-0.00339	0.000001323
42	COMB1	Combination	-0.00304	-3.722E-07	-0.009464	-0.00000103	-0.003388	1.229E-07
43	COMB1	Combination	-0.003041	-3.347E-07	-0.008745	-0.000001344	-0.003391	6.316E-07
44	COMB1	Combination	-0.003041	-4.691E-07	-0.009465	-0.000001542	-0.003389	0.000001102
45	COMB1	Combination	-0.003041	3.928E-07	-0.008026	6.997E-07	-0.0034	1.243E-07
46	COMB1	Combination	-0.00304	2.441E-07	-0.008025	-5.653E-07	-0.003398	0.000001173
47	COMB1	Combination	-0.00304	2.469E-16	-0.008025	-1.306E-15	-0.003397	-1.097E-15
48	COMB1	Combination	-0.00304	-2.441E-07	-0.008025	5.653E-07	-0.003398	-0.000001173
49	COMB1	Combination	-0.003041	-3.928E-07	-0.008026	-6.997E-07	-0.0034	-1.243E-07
66	COMB1	Combination	-0.003042	-1.032E-07	-0.006684	-0.000002918	-0.003408	-2.275E-07
73	COMB1	Combination	-0.003042	-1.276E-07	-0.005339	-0.000004991	-0.003406	8.618E-08
80	COMB1	Combination	-0.003042	-1.665E-07	-0.003997	-0.000007227	-0.0034	-1.511E-07

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

80	COMB1	Combination	-0.003042	-1.665E-07	-0.003997	-0.000007227	-0.0034	-1.511E-07
92	COMB1	Combination	-0.003042	1.032E-07	-0.006684	0.000002918	-0.003408	2.275E-07
93	COMB1	Combination	-0.003041	2.918E-07	-0.006685	-0.000004332	-0.003404	-0.000001432
94	COMB1	Combination	-0.00304	2.478E-07	-0.006688	-0.000004345	-0.003395	-0.000000817
95	COMB1	Combination	-0.00304	-2.123E-16	-0.006689	-1.412E-15	-0.003392	-1.196E-15
96	COMB1	Combination	-0.00304	-2.478E-07	-0.006688	0.000004345	-0.003395	0.000000817
97	COMB1	Combination	-0.003041	-2.918E-07	-0.006685	0.000004332	-0.003404	0.000001432
98	COMB1	Combination	-0.003042	1.276E-07	-0.005339	0.000004991	-0.003406	-8.618E-08
99	COMB1	Combination	-0.003041	2.658E-07	-0.005345	-0.000013	-0.003401	-0.000001078
100	COMB1	Combination	-0.00304	1.666E-07	-0.005352	-0.00001	-0.003392	-9.851E-07
101	COMB1	Combination	-0.003039	-6.694E-16	-0.005355	-1.312E-15	-0.003388	-1.128E-15
102	COMB1	Combination	-0.00304	-1.666E-07	-0.005352	0.00001	-0.003392	9.851E-07
103	COMB1	Combination	-0.003041	-2.658E-07	-0.005345	0.000013	-0.003401	0.000001078
104	COMB1	Combination	-0.003042	1.665E-07	-0.003997	0.000007227	-0.0034	1.511E-07
105	COMB1	Combination	-0.00304	0.000000111	-0.004006	-0.00002	-0.003398	-0.000002842
106	COMB1	Combination	-0.003039	-5.732E-08	-0.004018	-0.000016	-0.00339	-0.000001229
107	COMB1	Combination	-0.003039	-1.124E-15	-0.004023	-1.447E-15	-0.003387	-1.174E-15
108	COMB1	Combination	-0.003039	5.732E-08	-0.004018	0.000016	-0.00339	0.000001229
109	COMB1	Combination	-0.00304	-0.000000111	-0.004006	0.00002	-0.003398	0.000002842
110	COMB1	Combination	-0.00304	-8.624E-07	-0.002669	-0.000027	-0.003397	-0.000003745
111	COMB1	Combination	-0.003039	-0.000000524	-0.002684	-0.000021	-0.003388	-0.000001337
112	COMB1	Combination	-0.003039	-1.579E-15	-0.00269	-1.607E-15	-0.003385	-1.142E-15
113	COMB1	Combination	-0.003039	0.000000524	-0.002684	0.000021	-0.003388	0.000001337
114	COMB1	Combination	-0.00304	8.624E-07	-0.002669	0.000027	-0.003397	0.000003745

- **Muro de Contención con Contrafuerte - H=6.00 m**

Se obtuvo como resultado un asentamiento máximo en Condiciones de Servicio (Comb. 01) para un muro con Contrafuerte H = 6.00 m. de 0.033544 m. en la dirección 3-3.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**U1**	**U2**	**U3**	**R1**	**R2**	**R3**
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB1	Combination	-0.011191	0.000000578	-0.033544	9.229E-07	-0.004663	-2.276E-07
2	COMB1	Combination	-0.011193	4.646E-07	-0.029934	-0.000001356	-0.004695	1.305E-07
5	COMB1	Combination	-0.011191	-0.000000578	-0.033544	-9.229E-07	-0.004663	2.276E-07
6	COMB1	Combination	-0.011193	-4.646E-07	-0.029934	0.000001356	-0.004695	-1.305E-07
10	COMB1	Combination	-0.011192	5.363E-07	-0.013536	0.000018	-0.004711	4.817E-07
11	COMB1	Combination	-0.011192	-5.363E-07	-0.013536	-0.000018	-0.004711	-4.817E-07
17	COMB1	Combination	-0.011192	5.043E-07	-0.031739	-1.862E-07	-0.004668	-2.047E-07
34	COMB1	Combination	-0.011192	-5.043E-07	-0.031739	1.862E-07	-0.004668	2.047E-07
35	COMB1	Combination	-0.011192	-7.32E-08	-0.031738	0.0000023	-0.00467	3.332E-07
36	COMB1	Combination	-0.011191	-5.153E-08	-0.033544	0.000001097	-0.004665	-7.895E-07
37	COMB1	Combination	-0.011191	3.496E-08	-0.031737	0.000001738	-0.004671	-7.144E-07
38	COMB1	Combination	-0.011191	1.372E-07	-0.033543	0.000001335	-0.004666	-2.605E-07
39	COMB1	Combination	-0.011191	6.656E-15	-0.031736	-7.584E-14	-0.004671	4.084E-16
40	COMB1	Combination	-0.011191	6.462E-15	-0.033543	-7.602E-14	-0.004666	5.879E-16
41	COMB1	Combination	-0.011191	-3.496E-08	-0.031737	-0.000001738	-0.004671	7.144E-07
42	COMB1	Combination	-0.011191	-1.372E-07	-0.033543	-0.000001335	-0.004666	2.605E-07
43	COMB1	Combination	-0.011192	7.32E-08	-0.031738	-0.0000023	-0.00467	-3.332E-07
44	COMB1	Combination	-0.011191	5.153E-08	-0.033544	-0.000001097	-0.004665	7.895E-07
45	COMB1	Combination	-0.011192	2.297E-07	-0.029931	0.000003314	-0.004696	-0.000001573
46	COMB1	Combination	-0.011191	1.962E-07	-0.029929	0.000001911	-0.004696	4.132E-07
47	COMB1	Combination	-0.011191	6.862E-15	-0.029929	-7.563E-14	-0.004696	5.291E-16
48	COMB1	Combination	-0.011191	-1.962E-07	-0.029929	-0.000001911	-0.004696	-4.132E-07

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

49	COMB1	Combination	-0.011192	-2.297E-07	-0.029931	-0.000003314	-0.004696	0.000001573
72	COMB1	Combination	-0.011193	-3.155E-07	-0.027887	0.000003036	-0.004713	5.124E-07
79	COMB1	Combination	-0.011193	-1.664E-07	-0.025834	0.000005269	-0.004721	1.966E-07
86	COMB1	Combination	-0.011192	-5.816E-08	-0.023781	0.000007679	-0.004722	3.136E-07
93	COMB1	Combination	-0.011192	2.496E-08	-0.021728	0.00001	-0.004719	2.487E-07
100	COMB1	Combination	-0.011192	9.569E-08	-0.019677	0.000012	-0.004716	3.096E-07
107	COMB1	Combination	-0.011192	1.843E-07	-0.017629	0.000014	-0.004712	3.296E-07
114	COMB1	Combination	-0.011193	0.000000323	-0.015582	0.000016	-0.004709	4.829E-07
120	COMB1	Combination	-0.011191	-2.584E-08	-0.027885	0.000002572	-0.004713	-0.000001565
121	COMB1	Combination	-0.01119	8.391E-08	-0.027884	0.000001214	-0.004711	-9.043E-07
122	COMB1	Combination	-0.01119	7.044E-15	-0.027883	-7.511E-14	-0.004711	3.553E-16
123	COMB1	Combination	-0.01119	-8.391E-08	-0.027884	-0.000001214	-0.004711	9.043E-07
124	COMB1	Combination	-0.011191	2.584E-08	-0.027885	-0.000002572	-0.004713	0.000001565
125	COMB1	Combination	-0.011193	3.155E-07	-0.027887	-0.000003036	-0.004713	-5.124E-07
126	COMB1	Combination	-0.011191	-2.592E-08	-0.025834	4.823E-07	-0.004721	-0.000001523
127	COMB1	Combination	-0.01119	2.037E-08	-0.025834	-6.005E-07	-0.004718	-6.353E-07
128	COMB1	Combination	-0.01119	7.239E-15	-0.025835	-7.438E-14	-0.004717	5.498E-16
129	COMB1	Combination	-0.01119	-2.037E-08	-0.025834	6.005E-07	-0.004718	6.353E-07
130	COMB1	Combination	-0.011191	2.592E-08	-0.025834	-4.823E-07	-0.004721	0.000001523
131	COMB1	Combination	-0.011193	1.664E-07	-0.025834	-0.000005269	-0.004721	-1.966E-07
132	COMB1	Combination	-0.011191	2.138E-08	-0.023781	-0.000001546	-0.004722	-0.000001629
133	COMB1	Combination	-0.011189	4.033E-08	-0.023784	-0.000002702	-0.00472	-6.839E-07
134	COMB1	Combination	-0.011189	7.443E-15	-0.023785	-7.456E-14	-0.004718	3.854E-16
135	COMB1	Combination	-0.011189	-4.033E-08	-0.023784	0.000002702	-0.00472	6.839E-07
136	COMB1	Combination	-0.011191	-2.138E-08	-0.023781	0.000001546	-0.004722	0.000001629
137	COMB1	Combination	-0.011192	5.816E-08	-0.023781	-0.000007679	-0.004722	-3.136E-07
138	COMB1	Combination	-0.01119	9.751E-08	-0.02173	-0.00000343	-0.00472	-0.000001645
139	COMB1	Combination	-0.011189	7.731E-08	-0.021734	-0.000004679	-0.004717	-7.818E-07
140	COMB1	Combination	-0.011189	7.653E-15	-0.021736	-7.416E-14	-0.004716	5.5E-16
141	COMB1	Combination	-0.011189	-7.731E-08	-0.021734	0.000004679	-0.004717	7.818E-07
142	COMB1	Combination	-0.01119	-9.751E-08	-0.02173	0.00000343	-0.00472	0.000001645
143	COMB1	Combination	-0.011192	-2.496E-08	-0.021728	-0.00001	-0.004719	-2.487E-07
144	COMB1	Combination	-0.01119	1.714E-07	-0.01968	-0.000005148	-0.004716	-0.000001971
145	COMB1	Combination	-0.011189	1.303E-07	-0.019686	-0.00000642	-0.004714	-7.727E-07
146	COMB1	Combination	-0.011188	7.862E-15	-0.019688	-7.428E-14	-0.004713	3.626E-16
147	COMB1	Combination	-0.011189	-1.303E-07	-0.019686	0.00000642	-0.004714	7.727E-07
148	COMB1	Combination	-0.01119	-1.714E-07	-0.01968	0.000005148	-0.004716	0.000001971
149	COMB1	Combination	-0.011192	-9.569E-08	-0.019677	-0.000012	-0.004716	-3.096E-07
150	COMB1	Combination	-0.01119	2.349E-07	-0.017632	-0.000006544	-0.004712	-0.000001961
151	COMB1	Combination	-0.011188	1.527E-07	-0.017639	-0.000007735	-0.004711	-0.000001242
152	COMB1	Combination	-0.011188	8.072E-15	-0.017642	-7.405E-14	-0.004711	5.57E-16
153	COMB1	Combination	-0.011188	-1.527E-07	-0.017639	0.000007735	-0.004711	0.000001242
154	COMB1	Combination	-0.01119	-2.349E-07	-0.017632	0.000006544	-0.004712	0.000001961
155	COMB1	Combination	-0.011192	-1.843E-07	-0.017629	-0.000014	-0.004712	-3.296E-07
156	COMB1	Combination	-0.01119	0.00000014	-0.015586	-0.000007241	-0.00471	-0.000003482
157	COMB1	Combination	-0.011188	-0.000000058	-0.015594	-0.000008779	-0.00471	-0.000001775
158	COMB1	Combination	-0.011188	8.279E-15	-0.015597	-7.382E-14	-0.004709	3.678E-16
159	COMB1	Combination	-0.011188	0.000000058	-0.015594	0.000008779	-0.00471	0.000001775
160	COMB1	Combination	-0.01119	-0.00000014	-0.015586	0.000007241	-0.00471	0.000003482
161	COMB1	Combination	-0.011193	-0.000000323	-0.015582	-0.000016	-0.004709	-4.829E-07
162	COMB1	Combination	-0.01119	-0.000001049	-0.01354	-0.00000854	-0.004711	-0.000004464
163	COMB1	Combination	-0.011188	-7.677E-07	-0.013549	-0.00001	-0.004709	-0.000002059
164	COMB1	Combination	-0.011188	8.477E-15	-0.013552	-7.371E-14	-0.004707	5.34E-16
165	COMB1	Combination	-0.011188	7.677E-07	-0.013549	0.00001	-0.004709	0.000002059
166	COMB1	Combination	-0.01119	0.000001049	-0.01354	0.00000854	-0.004711	0.000004464

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Muro de Contención con Contrafuerte - H=9.50 m**

Se obtuvo como resultado un asentamiento máximo en Condiciones de Servicio (Comb. 01) para un muro con Contrafuerte H = 9.50 m. de 0.085986 m. en la dirección 3-3.

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB1	Combination	-0.027168	6.999E-07	-0.077749	-0.00000152	-0.007885	-5.781E-07
2	COMB1	Combination	-0.027164	-1.902E-07	-0.03276	-0.000006651	-0.007877	-0.000000341
5	COMB1	Combination	-0.027168	-6.999E-07	-0.077749	0.00000152	-0.007885	5.781E-07
6	COMB1	Combination	-0.027164	1.902E-07	-0.03276	0.000006651	-0.007877	0.000000341
10	COMB1	Combination	-0.027166	-0.000001006	-0.085986	-2.768E-07	-0.007853	3.585E-07
11	COMB1	Combination	-0.027166	0.000001006	-0.085986	2.768E-07	-0.007853	-3.585E-07
28	COMB1	Combination	-0.027167	-8.378E-07	-0.081866	6.129E-07	-0.007858	0.000000256
34	COMB1	Combination	-0.027167	-3.863E-07	-0.081866	0.000001329	-0.00786	3.986E-07
35	COMB1	Combination	-0.027166	-4.851E-07	-0.085986	2.851E-07	-0.007854	-0.000000239
36	COMB1	Combination	-0.027166	-1.329E-07	-0.081865	0.000001033	-0.00786	-2.392E-07
37	COMB1	Combination	-0.027166	-1.394E-07	-0.085985	4.247E-07	-0.007855	-7.251E-08
38	COMB1	Combination	-0.027166	1.102E-13	-0.081864	-6.101E-13	-0.007861	-2.335E-14
39	COMB1	Combination	-0.027166	1.225E-13	-0.085985	-6.096E-13	-0.007855	-2.347E-14
40	COMB1	Combination	-0.027166	1.329E-07	-0.081865	-0.000001033	-0.00786	2.392E-07
41	COMB1	Combination	-0.027166	1.394E-07	-0.085985	-4.247E-07	-0.007855	7.25E-08
42	COMB1	Combination	-0.027167	3.863E-07	-0.081866	-0.000001329	-0.00786	-3.986E-07
43	COMB1	Combination	-0.027166	4.851E-07	-0.085986	-2.851E-07	-0.007854	0.000000239
44	COMB1	Combination	-0.027167	8.378E-07	-0.081866	-6.129E-07	-0.007858	-0.000000256
45	COMB1	Combination	-0.027168	-5.527E-09	-0.077747	0.000002431	-0.007886	-0.000001255
46	COMB1	Combination	-0.027167	8.438E-08	-0.077745	0.000001542	-0.007886	-4.474E-07
47	COMB1	Combination	-0.027167	9.798E-14	-0.077744	-6.105E-13	-0.007887	-2.375E-14
48	COMB1	Combination	-0.027167	-8.438E-08	-0.077745	-0.000001542	-0.007886	4.474E-07
49	COMB1	Combination	-0.027168	5.527E-09	-0.077747	-0.000002431	-0.007886	0.000001255
66	COMB1	Combination	-0.027168	3.409E-07	-0.073997	-0.000002404	-0.007897	-7.427E-07
73	COMB1	Combination	-0.027167	4.492E-08	-0.070241	-0.000003357	-0.007902	-4.699E-07
80	COMB1	Combination	-0.027166	-1.627E-07	-0.066484	-0.000004249	-0.007903	-4.281E-07
87	COMB1	Combination	-0.027166	-2.945E-07	-0.062728	-0.000005019	-0.007901	-3.039E-07
94	COMB1	Combination	-0.027165	-3.544E-07	-0.058975	-0.000005624	-0.007897	-0.000000197
101	COMB1	Combination	-0.027165	-3.544E-07	-0.055223	-0.000006054	-0.007893	-1.217E-07
108	COMB1	Combination	-0.027164	-3.051E-07	-0.051474	-0.000006323	-0.007888	-5.348E-08
115	COMB1	Combination	-0.027164	-2.218E-07	-0.047728	-0.000006451	-0.007884	-3.539E-08
122	COMB1	Combination	-0.027164	-1.276E-07	-0.043984	-0.00000649	-0.00788	-3.001E-08
129	COMB1	Combination	-0.027164	-5.969E-08	-0.040241	-0.000006488	-0.007877	-1.274E-07
136	COMB1	Combination	-0.027164	-6.425E-08	-0.0365	-0.000006516	-0.007876	-2.836E-07
148	COMB1	Combination	-0.027168	-3.409E-07	-0.073997	0.000002404	-0.007897	7.427E-07
149	COMB1	Combination	-0.027166	-8.816E-08	-0.073994	0.000002853	-0.007898	-0.000001303
150	COMB1	Combination	-0.027166	1.52E-08	-0.073993	0.000001697	-0.007898	-5.527E-07
151	COMB1	Combination	-0.027165	8.673E-14	-0.073992	-6.106E-13	-0.007898	-2.347E-14
152	COMB1	Combination	-0.027166	-1.52E-08	-0.073993	-0.000001697	-0.007898	5.527E-07
153	COMB1	Combination	-0.027166	8.816E-08	-0.073994	-0.000002853	-0.007898	0.000001303
154	COMB1	Combination	-0.027167	-4.492E-08	-0.070241	0.000003357	-0.007902	4.699E-07
155	COMB1	Combination	-0.027166	2.763E-08	-0.070239	0.000002746	-0.007903	-0.000001348
156	COMB1	Combination	-0.027165	3.313E-08	-0.070237	0.000001508	-0.007903	-5.569E-07
157	COMB1	Combination	-0.027164	7.554E-14	-0.070237	-6.105E-13	-0.007902	-2.357E-14
158	COMB1	Combination	-0.027165	-3.313E-08	-0.070237	-0.000001508	-0.007903	5.569E-07
159	COMB1	Combination	-0.027166	-2.763E-08	-0.070239	-0.000002746	-0.007903	0.000001348
160	COMB1	Combination	-0.027166	1.628E-07	-0.066484	0.000004249	-0.007903	4.281E-07
161	COMB1	Combination	-0.027165	0.000000135	-0.066483	0.00000248	-0.007904	-0.000001501
162	COMB1	Combination	-0.027164	8.011E-08	-0.066482	0.000001131	-0.007903	-5.958E-07

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

163	COMB1	Combination	-0.027163	6.437E-14	-0.066482	-6.111E-13	-0.007903	-2.344E-14
164	COMB1	Combination	-0.027164	-8.011E-08	-0.066482	-0.000001131	-0.007903	5.958E-07
165	COMB1	Combination	-0.027165	-0.000000135	-0.066483	-0.00000248	-0.007904	0.000001501
166	COMB1	Combination	-0.027166	2.945E-07	-0.062728	0.000005019	-0.007901	3.039E-07
167	COMB1	Combination	-0.027164	0.000000217	-0.062727	0.000002101	-0.007901	-0.00000158
168	COMB1	Combination	-0.027163	1.164E-07	-0.062727	6.639E-07	-0.007901	-6.664E-07
169	COMB1	Combination	-0.027163	5.322E-14	-0.062727	-6.104E-13	-0.0079	-2.351E-14
170	COMB1	Combination	-0.027163	-1.164E-07	-0.062727	-6.639E-07	-0.007901	6.664E-07
171	COMB1	Combination	-0.027164	-0.000000217	-0.062727	-0.000002101	-0.007901	0.00000158
172	COMB1	Combination	-0.027165	3.544E-07	-0.058975	0.000005624	-0.007897	0.000000197
173	COMB1	Combination	-0.027163	2.605E-07	-0.058974	0.000001568	-0.007897	-0.000001709
174	COMB1	Combination	-0.027162	1.378E-07	-0.058975	1.112E-07	-0.007897	-7.092E-07
175	COMB1	Combination	-0.027162	4.209E-14	-0.058975	-6.111E-13	-0.007896	-2.342E-14
176	COMB1	Combination	-0.027162	-1.378E-07	-0.058975	-1.112E-07	-0.007897	7.092E-07
177	COMB1	Combination	-0.027163	-2.605E-07	-0.058974	-0.000001568	-0.007897	0.000001709
178	COMB1	Combination	-0.027165	3.544E-07	-0.055223	0.000006054	-0.007893	1.217E-07
179	COMB1	Combination	-0.027163	2.663E-07	-0.055224	8.618E-07	-0.007893	-0.000001825
180	COMB1	Combination	-0.027162	1.425E-07	-0.055225	-5.377E-07	-0.007892	-0.000000768
181	COMB1	Combination	-0.027161	3.096E-14	-0.055226	-6.112E-13	-0.007891	-2.351E-14
182	COMB1	Combination	-0.027162	-1.425E-07	-0.055225	5.377E-07	-0.007892	0.000000768
183	COMB1	Combination	-0.027163	-2.663E-07	-0.055224	-8.618E-07	-0.007893	0.000001825
184	COMB1	Combination	-0.027164	3.051E-07	-0.051474	0.000006323	-0.007888	5.348E-08
185	COMB1	Combination	-0.027162	0.000000242	-0.051476	1.568E-09	-0.007888	-0.00000195
186	COMB1	Combination	-0.027161	1.349E-07	-0.051478	-0.000001261	-0.007887	-8.091E-07
187	COMB1	Combination	-0.027161	1.983E-14	-0.051479	-6.111E-13	-0.007886	-2.346E-14
188	COMB1	Combination	-0.027161	-1.349E-07	-0.051478	0.000001261	-0.007887	8.091E-07
189	COMB1	Combination	-0.027162	-0.000000242	-0.051476	-1.569E-09	-0.007888	0.00000195
190	COMB1	Combination	-0.027164	2.218E-07	-0.047728	0.000006451	-0.007884	3.539E-08
191	COMB1	Combination	-0.027162	2.042E-07	-0.04773	-9.284E-07	-0.007883	-0.000002032
192	COMB1	Combination	-0.027161	0.000000121	-0.047734	-0.000002003	-0.007882	-8.871E-07
193	COMB1	Combination	-0.02716	8.704E-15	-0.047735	-6.115E-13	-0.007882	-2.348E-14
194	COMB1	Combination	-0.027161	-0.000000121	-0.047734	0.000002003	-0.007882	8.871E-07
195	COMB1	Combination	-0.027162	-2.042E-07	-0.04773	9.284E-07	-0.007883	0.000002032
196	COMB1	Combination	-0.027164	1.276E-07	-0.043984	0.00000649	-0.00788	3.001E-08
197	COMB1	Combination	-0.027162	1.621E-07	-0.043987	-0.000001803	-0.00788	-0.000002237
198	COMB1	Combination	-0.02716	1.167E-07	-0.043991	-0.000002675	-0.007879	-8.768E-07
199	COMB1	Combination	-0.02716	-2.427E-15	-0.043993	-6.123E-13	-0.007879	-2.347E-14
200	COMB1	Combination	-0.02716	-1.167E-07	-0.043991	0.000002675	-0.007879	8.768E-07
201	COMB1	Combination	-0.027162	-1.621E-07	-0.043987	0.000001803	-0.00788	0.000002237
202	COMB1	Combination	-0.027164	5.969E-08	-0.040241	0.000006488	-0.007877	1.274E-07
203	COMB1	Combination	-0.027162	1.328E-07	-0.040246	-0.000002487	-0.007877	-0.000002172
204	COMB1	Combination	-0.02716	1.052E-07	-0.04025	-0.000003164	-0.007877	-0.00000123
205	COMB1	Combination	-0.02716	-1.356E-14	-0.040252	-6.12E-13	-0.007876	-2.349E-14
206	COMB1	Combination	-0.02716	-1.052E-07	-0.04025	0.000003163	-0.007877	0.00000123
207	COMB1	Combination	-0.027162	-1.328E-07	-0.040246	0.000002487	-0.007877	0.000002172
208	COMB1	Combination	-0.027164	6.425E-08	-0.0365	0.000006516	-0.007876	2.836E-07
209	COMB1	Combination	-0.027162	-4.14E-09	-0.036505	-0.000002846	-0.007876	-0.000003456
210	COMB1	Combination	-0.02716	-1.017E-07	-0.03651	-0.000003539	-0.007876	-0.000001751
211	COMB1	Combination	-0.027159	-2.471E-14	-0.036512	-6.122E-13	-0.007875	-2.35E-14
212	COMB1	Combination	-0.02716	1.017E-07	-0.03651	0.000003539	-0.007876	0.000001751
213	COMB1	Combination	-0.027162	4.14E-09	-0.036505	0.000002846	-0.007876	0.000003456
214	COMB1	Combination	-0.027162	-0.000001207	-0.032764	-0.000003497	-0.007876	-0.000004171
215	COMB1	Combination	-0.02716	-8.663E-07	-0.032769	-0.00000415	-0.007875	-0.00000212
216	COMB1	Combination	-0.027159	-3.586E-14	-0.032771	-6.114E-13	-0.007875	-2.347E-14
217	COMB1	Combination	-0.02716	8.663E-07	-0.032769	0.00000415	-0.007875	0.00000212
218	COMB1	Combination	-0.027162	0.000001207	-0.032764	0.000003497	-0.007876	0.000004171

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANEXO 03 - ANALISIS Y DISEÑO DE LOS MUROS DE CONTENCION

(ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL)

Se procedió a realizar el Pre dimensionamiento y Análisis de Estabilidad (Deslizamiento, Volteo y Verificación de Presiones) con ayuda de una Plantilla Excel, la cual posee algunas restricciones siguientes:

PLANTILLA MURO EN VOLADIZO:

- Se ha idealizado un muro, en donde se empieza y se finaliza con voladizo.
- No se considera Nivel Freático
- Se ha considerado para soportar un terreno plano con β=0°, sin inclinación.
- Considera para la estabilidad la presión pasiva del terreno, en la parte exterior (solo se debe usar cuando se está seguro de que el terreno considerado como empuje pasivo no sea retirado durante su vida útil)
- Considera solo un estrato de suelo a contener, y un estrato de suelo de fundación.
- No contiene Diseño de Dentellón
- Se está usando el Método de Mononobe-Okabe para el caso dinámico, el cual es necesario para hallar los empujes debido a sismo, por lo que este método tiene como limitación que solo es válido para **Terrenos Granulares.**

PLANTILLA MURO CON CONTRAFUERTE:

- Se ha idealizado un muro, en donde se empieza y se finaliza con Contrafuerte.
- No se considera Nivel Freático
- Se ha considerado para soportar un terreno plano con β=0°, sin inclinación.
- Considera para la estabilidad la presión pasiva del terreno, en la parte exterior (solo se debe usar cuando se está seguro de que el terreno considerado como empuje pasivo no sea retirado durante su vida útil)
- Considera solo un estrato de suelo a contener, y un estrato de suelo de fundación.
- No contiene Diseño de Dentellón
- Se está usando el Método de Mononobe-Okabe para el caso dinámico, el cual es necesario para hallar los empujes debido a sismo, por lo que este método tiene como limitación que solo es válido para **Terrenos Granulares.**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Luego se prosigue con el ingreso de datos respectivo:

PROCEDIMIENTO DE INGRESO DE DATOS MURO CONTRAFUERTE

1. Colocar el Tipo de Muro (R) y la altura total (Pantalla y Zapata)
2. Colocar los Datos Generales

Suelo de Relleno:

- Peso Específico Natural
- Angulo de Fricción Interna
- Cohesión Efectiva
- Angulo de Fricción S. Relleno y Muro

Suelo de Fundación:

- Peso Específico Natural
- Angulo de Fricción Interna
- Cohesión Efectiva
- Angulo de Fricción S. Relleno y Muro
- Índice de Penetración Estándar (si es que se desea hallar el módulo de elasticidad)
- Módulo de Elasticidad
- Módulo de Poison

Condiciones de Sitio:

- Factor de Zona
- Sobrecarga

Características de los Materiales:

- Resistencia del concreto

3. Se obtiene valores de pre dimensionamiento que servirán para colocar las dimensiones adoptadas.

Altura Total:

- Profundidad medida al nivel Superior de Cimentación
- Espaciamiento de Contrafuerte
- Longitud de Muro

Pantalla:

- Espesor en Corona de Pantalla
- Espesor en Base de Pantalla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Zapata

- Ancho de Zapata
- Punta de Zapata
- Peralte de Zapata

Dentellón

- Ancho de Dentellón
- Altura de Dentellón

Contrafuerte

- Espesor de Contrafuerte

5. Verificamos los resultados de deslizamiento, volteo, presiones. Verificación de qu ultimo.

6. Se deben colocar el valor de los Springs, que resulta de la discretizacion. Solo se insertan los tres valores que tienen color verde.

7. Luego de realizarse el modelado computacional en el SAP se prosigue a realizar el diseño, para lo que se ingresan los siguientes datos.

- Recubrimientos Pantalla, Zapata, Contrafuerte.

8. Luego se realizan los cálculos y en cada tabla se procede a escoger el acero y el espaciamiento.

9. Luego de todo ese procedimiento se va al final a revisar la distribución de acero, listo para su realización en planos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION - ESTABILIDAD , CAPACIDAD PORTANTE , DISEÑO ESTRUCTURAL
(MUROS EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

RESUMEN DE RESULTADOS - ESTABILIDAD Y CAPACIDAD PORTANTE

				Pantalla			Zapata				Dentellon		1° Caso: Condiciones Estaticas						2° Caso: Condiciones Dinamicas					
Item	Tipo de Muro	H (m)	Df (m)	t1 (m)	t2 (m)	Hp (m)	B (m)	Bp (m)	Bt (m)	Hz (m)	Bd (m)	Hd (m)	F.S. Desliz.	F.S. Volteo	e'<B/6	σ máx (kg/cm2)	σ adm (kg/cm2)	Verific.	F.S. Desliz.	F.S. Volteo	e'<B/6	σ máx (kg/cm2)	σ adm (kg/cm2)	Verific.
1.00	C	2.00	0.80	0.25	0.25	1.70	1.50	0.30	0.95	0.30			3.09	4.81	OK!	0.54	2.61	OK!	2.97	4.11	OK!	0.46	3.92	OK!
2.00	D	2.50	0.90	0.25	0.25	2.10	1.75	0.30	1.20	0.40			2.82	4.32	OK!	0.72	2.93	OK!	2.59	3.47	OK!	0.67	4.39	OK!
3.00	E	3.00	0.90	0.25	0.25	2.60	2.00	0.30	1.45	0.40			2.42	3.98	OK!	0.89	2.96	OK!	2.15	2.99	OK!	0.92	4.44	OK!
4.00	F	3.50	0.90	0.25	0.25	3.10	2.50	0.45	1.80	0.40			2.26	4.57	OK!	0.86	3.34	OK!	1.96	3.28	OK!	0.94	5.02	OK!
5.00	G	4.00	0.90	0.25	0.25	3.60	2.75	0.45	2.05	0.40			2.07	4.28	OK!	1.02	3.40	OK!	1.77	2.99	OK!	1.16	5.10	OK!
6.00	H	4.50	0.95	0.25	0.25	4.05	3.00	0.60	2.15	0.45			1.92	4.03	OK!	1.07	3.62	OK!	1.62	2.77	OK!	1.27	5.43	OK!
7.00	I	5.00	1.00	0.25	0.30	4.50	3.50	0.60	2.60	0.50			2.00	4.51	OK!	1.18	4.05	OK!	1.65	2.99	OK!	1.41	6.07	OK!
8.00	J	5.50	1.05	0.25	0.35	4.95	3.75	0.60	2.80	0.55			1.95	4.33	OK!	1.35	4.19	OK!	1.57	2.79	OK!	1.65	6.29	OK!
9.00	K	6.00	1.10	0.25	0.35	5.40	4.25	0.60	3.30	0.60			2.02	4.71	OK!	1.45	4.62	OK!	1.62	3.02	OK!	1.76	6.93	OK!
10.00	L	6.50	1.15	0.25	0.40	5.85	4.50	0.60	3.50	0.65			1.97	4.54	OK!	1.63	4.77	OK!	1.56	2.85	OK!	2.01	7.15	OK!
11.00	M	7.00	1.20	0.25	0.40	6.30	4.75	0.75	3.60	0.70			1.89	4.36	OK!	1.68	4.99	OK!	1.49	2.73	OK!	2.12	7.49	OK!
12.00	N	7.50	1.25	0.25	0.45	6.75	5.25	0.75	4.05	0.75			1.95	4.67	OK!	1.79	5.39	OK!	1.52	2.88	OK!	2.25	8.08	OK!
13.00	O	8.00	1.30	0.25	0.50	7.20	5.75	0.75	4.50	0.80			2.00	4.95	OK!	1.90	5.77	OK!	1.54	3.01	OK!	2.39	8.65	OK!
14.00	P	8.50	1.35	0.25	0.50	7.65	6.00	0.75	4.75	0.85			1.97	4.80	OK!	2.07	5.93	OK!	1.52	2.91	OK!	2.61	8.90	OK!
15.00	Q	9.00	1.40	0.25	0.55	8.10	6.50	0.75	5.20	0.90			2.02	5.05	OK!	2.18	6.30	OK!	1.54	3.03	OK!	2.74	9.45	OK!
16.00	R	9.50	1.45	0.25	0.60	8.55	6.75	0.75	5.40	0.95			1.99	4.90	OK!	2.35	6.45	OK!	1.51	2.91	OK!	2.99	9.67	OK!

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	C	H:	2.00 m

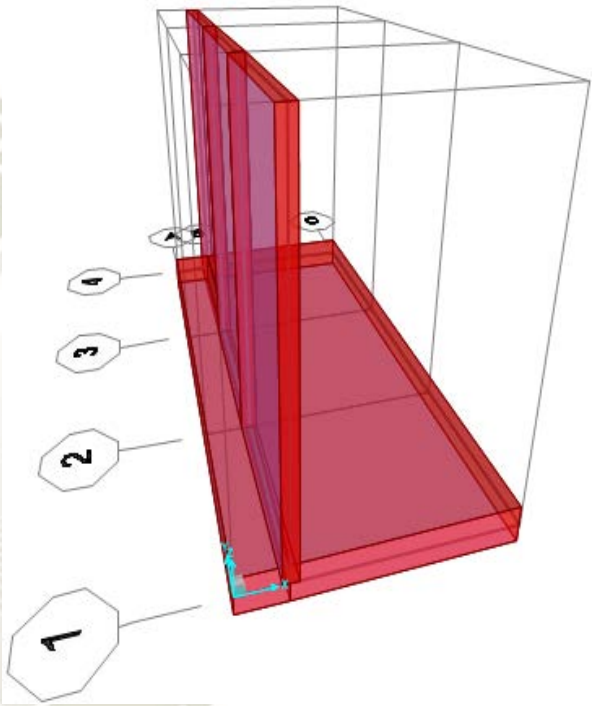
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

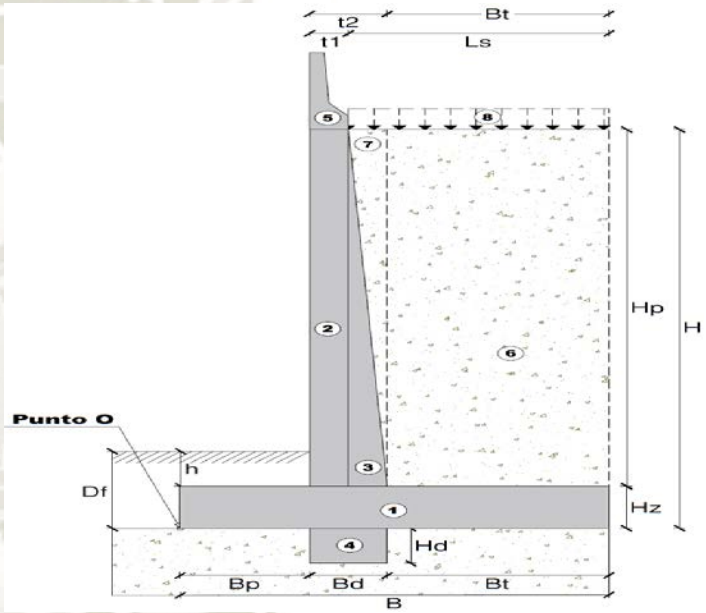
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	1.00 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.33 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.20 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.20 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.20 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.20 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	2.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.80 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	0.95 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	1.70 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	1.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m
Talon de Zapata	Bt =	0.95 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.30 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	1.080	↓	0.750	0.810	↷	Zapata
2	1.020	↓	0.425	0.434	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.300	0.000	↷	Dentellon
5	0.462	↓	0.425	0.196	↷	New Jersey
6	2.826	↓	1.025	2.897	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	0.475	↓	1.025	0.487	↷	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

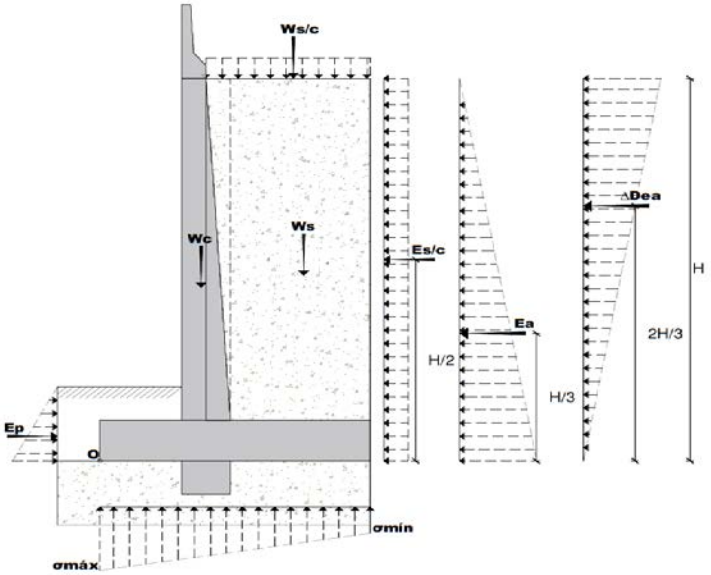
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	1.053	←	0.667	0.702	↶
E. Pasivo	1.861	→	0.267	0.496	↷
E. Sobrecarga	0.301	←	1.000	0.301	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	0.356	←	1.333	0.475	↶
F.Friccion	2.329	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	1.354	Tnf
∑ Fr=	4.190	Tnf
∑ Ma=	1.003	Tnf.m
∑ Mr=	5.320	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	1.410	Tnf
∑ Fr=	4.190	Tnf
∑ Ma=	1.177	Tnf.m
∑ Mr=	4.833	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	1.35	Tnf	∑ Fa=	1.41	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	4.19	Tnf	∑ Fr=	4.19	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	3.09	OK!	FSD =	2.97	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	1.00	Tnf.m	∑ Ma=	1.18	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	4.82	Tnf.m	∑ Mr=	4.83	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.81	OK!	FSV =	4.11	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	0.65	m	Xr =	0.68	m
	B/6 =	0.25	m	B/6 =	0.25	m
Excentricidad	e' =	0.10	OK!	e' =	0.07	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.54	kg/cm2	σ1 =	0.46	kg/cm2
	σ2 =	0.24	kg/cm2	σ2 =	0.26	kg/cm2
	σmáx =	0.54	kg/cm2	σmáx =	0.46	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	1.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	1.30 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.80 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.111
(De Beer 1970)	Fqs =	1.106
	Fγs =	0.933

Factores de Profundidad	Df/B =	0.53					
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1				
	Fcd =	1.152	Fcd =	1.482		Fcd =	1.152
	Fqd =	1.145	Fqd =	1.462		Fqd =	1.145
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000		Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	78.304	Tnf/m2
	qúlt =	7.830	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	2.61	kg/cm2	σadm =	3.92	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	0.54	OK!	σmáx =	0.46	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	1335.68 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.213 m	Kx	16.45 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	16.45 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	35.56 Tnf/m
1'	a	0.538 m	Kx	41.56 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	41.56 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	89.82 Tnf/m
2	a	0.213 m	Kx	32.91 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	32.91 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	71.12 Tnf/m
2'	a	0.538 m	Kx	83.12 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	83.12 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	179.65 Tnf/m
2"	a	0.376 m	Kx	58.02 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	58.02 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	125.39 Tnf/m
3	a	0.213 m	Kx	65.82 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	65.82 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	142.25 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.538 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	166.25 Tnf/m
Ky	166.25 Tnf/m
Kz	359.30 Tnf/m

3"	a	0.376 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	116.03 Tnf/m
Ky	116.03 Tnf/m
Kz	250.77 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	2.975
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	1.053

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

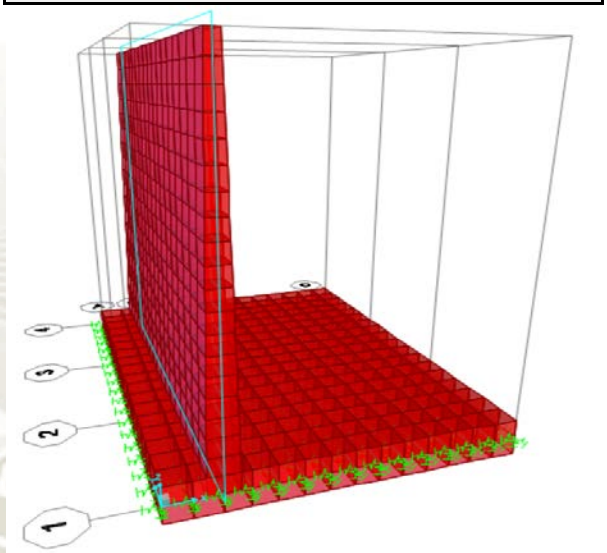
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
2.00	0.0000	-0.0003
1.50	-0.1010	-0.0508
1.00	-0.4520	-0.2772
0.50	-1.0270	-0.7908
0.00	-1.8260	-1.7036

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.196 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.196 m
Altura de Pantalla	Hp =	1.70 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
2.00	0.000	0.000	0.196	0.00009	0.000	3.750
1.50	0.101	0.051	0.196	0.01617	0.069	3.750
1.00	0.452	0.277	0.196	0.08836	0.376	3.750
0.50	1.027	0.791	0.196	0.25317	1.076	3.750
0.00	1.826	1.704	0.196	0.54954	2.336	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.710 cm2
Espaciamiento	18.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

M(2-2) máx.	1.704	tnf.m	a1	0.273 cm
M(2-2) corte var.	0.852	tnf.m	As	1.159 cm2

Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	18.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (utilizado)	4.733	cm2	a	1.114 cm

M(2-2) resistente 01	3.40 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	3.40 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

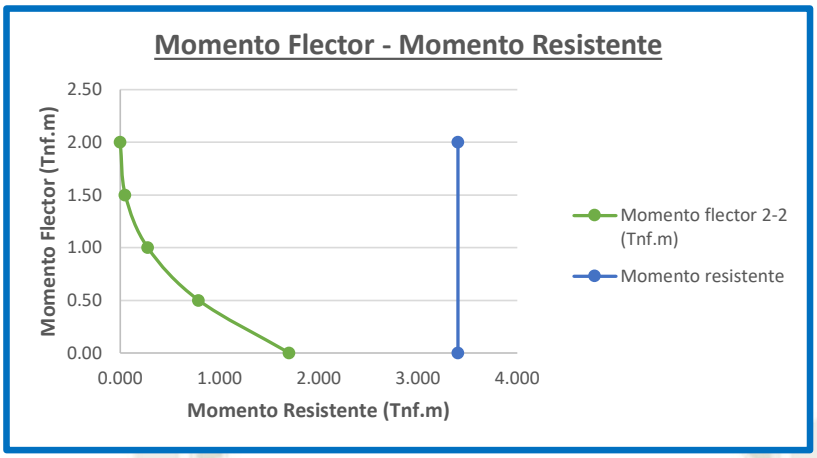
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	0.00 m
Lc - 02	0.11 m
Lt	0.11 m

Acero mínimo vertical				
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	18.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

Acero mínimo horizontal				
As (mín.)	5.00 cm2		d1	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	5.00 cm2		d2	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	5.00 cm2		d3	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	1.83 Tnf	
ØVc	12.78 Tnf	Ok

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	1.50 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.225 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	0.95 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.30 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	5.448 Tnf/m2
σmín. =	2.370 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	2.98 Tnf/m
W(P. Prop.)	0.72 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

σ2-2 =	4.319 Tnf/m2
Mr =	1.36 Tnf.m
Mr (último) =	2.32 Tnf.m

Wu	6.92 Tnf/m
Mact. (últim	3.12 Tnf.m

M (diseño) =	0.80 Tnf.m
a =	0.22334
As =	0.95 cm2

As (mín)	5.40 cm2

As (diseño)	0.95 cm2			
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	13.15	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	5.40 cm2			
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	13.15	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	1.17 Tnf	
ØVc	14.70 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	5.448 Tnf/m2
σmín. =	2.370 Tnf/m2

Acero de Diseño	
M (diseño) =	0.40 Tnf.m
a =	0.111 cm
As =	0.47 cm2

σ2-2 =	4.832 Tnf/m2
Mact =	0.24 Tnf.m
Mact. (último) =	0.40 Tnf.m

As (mín) =	5.40 cm2

As (diseño)	0.47 cm2			
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	13.15	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	5.40 cm2			
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	13.15	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

Verificación de corte

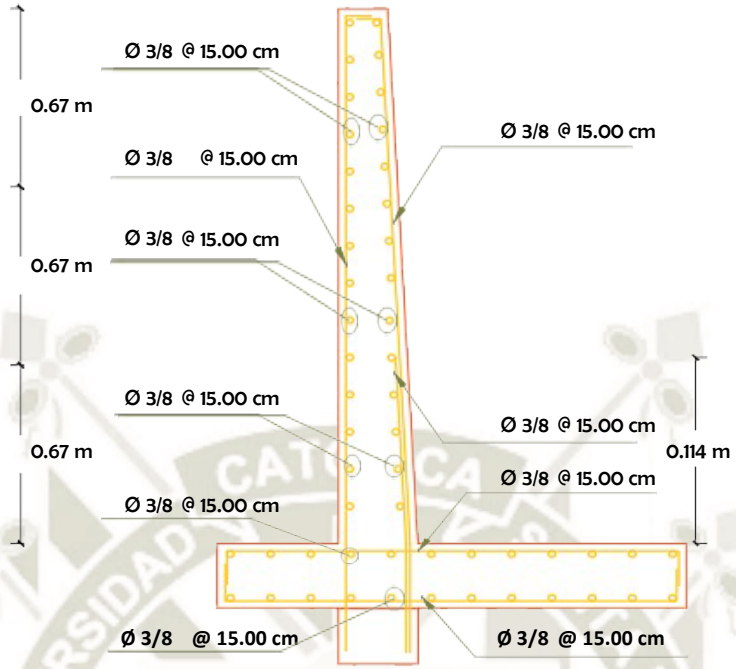
Vu	2.62 Tnf	
ØVc	14.70 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	D	H:	2.50 m

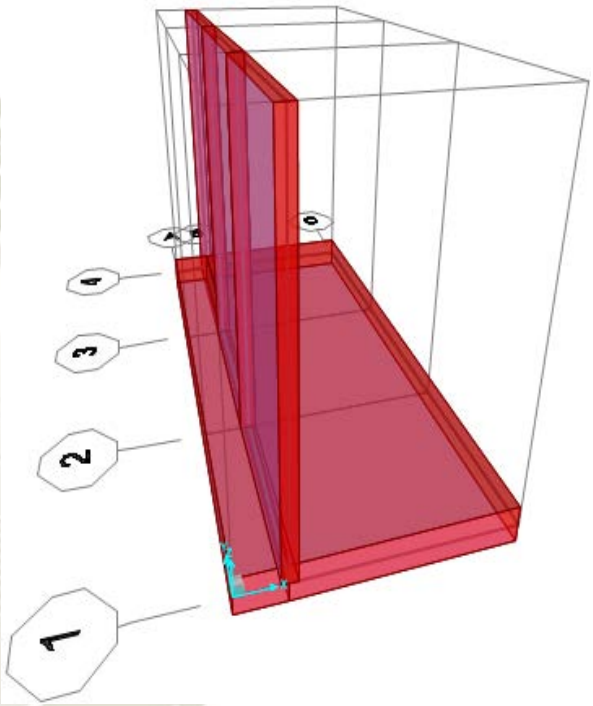
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

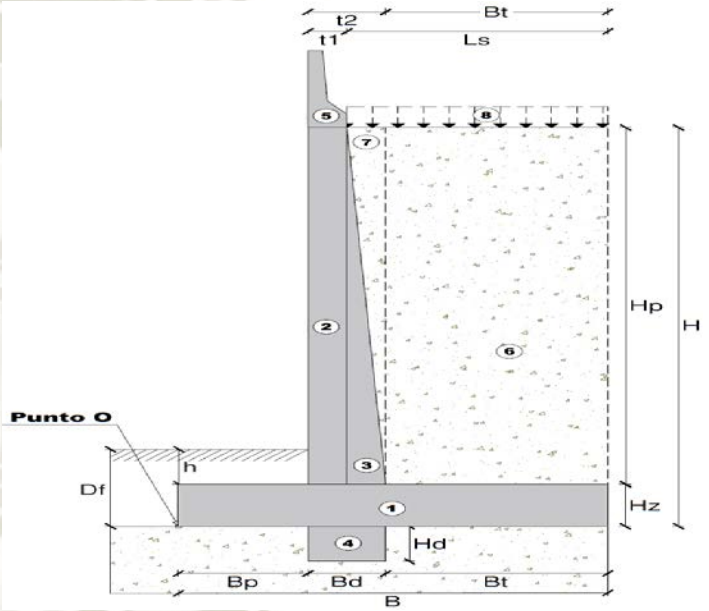
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	1.25 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.42 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.25 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.25 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.25 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.25 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	2.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	1.20 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	2.10 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	1.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m
Talon de Zapata	Bt =	1.20 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	1.680	↓	0.875	1.470	↻	Zapata
2	1.260	↓	0.425	0.536	↻	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.550	0.000	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.300	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.425	0.196	↻	New Jersey
6	4.410	↓	1.150	5.072	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.550	0.000	↻	Suelo Relleno Triangular
8	0.600	↓	1.150	0.690	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

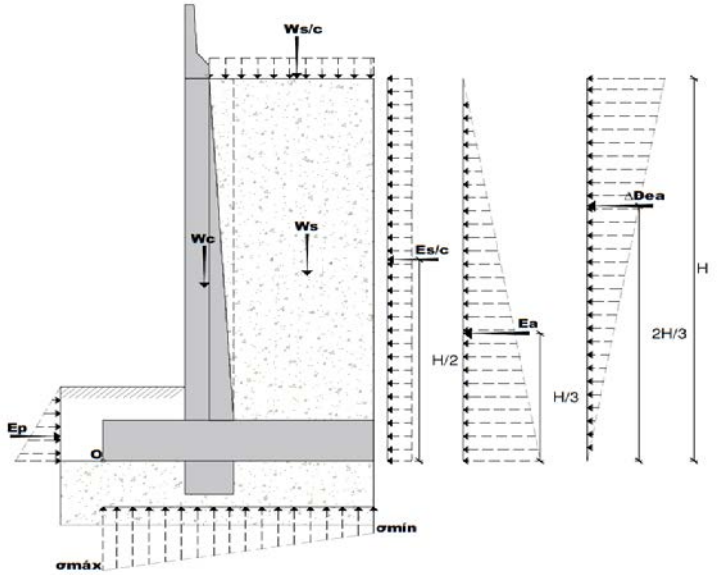
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	1.646	←	0.833	1.372	↶
E. Pasivo	2.355	→	0.300	0.706	↷
E. Sobrecarga	0.376	←	1.250	0.470	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	0.557	←	1.667	0.928	↶
F.Friccion	3.342	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	2.022	Tnf
∑ Fr=	5.697	Tnf
∑ Ma=	1.842	Tnf.m
∑ Mr=	8.670	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	2.203	Tnf
∑ Fr=	5.697	Tnf
∑ Ma=	2.299	Tnf.m
∑ Mr=	7.980	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

		1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento							
Fuerza Actuante	∑ Fa=	2.02	Tnf		∑ Fa=	2.20	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	5.70	Tnf		∑ Fr=	5.70	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.82		OK!	FSD =	2.59	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo							
Momento Actuante	∑ Ma=	1.84	Tnf.m		∑ Ma=	2.30	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	7.96	Tnf.m		∑ Mr=	7.98	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.32		OK!	FSV =	3.47	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones							
	Xr =	0.73	m		Xr =	0.73	m
	B/6 =	0.29	m		B/6 =	0.29	m
Excentricidad	e' =	0.15		OK!	e' =	0.15	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.72	kg/cm2		σ1 =	0.67	kg/cm2
	σ2 =	0.24	kg/cm2		σ2 =	0.22	kg/cm2
	σmáx =	0.72	kg/cm2		σmáx =	0.67	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	1.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	1.45 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.129
	Fqs =	1.124
	Fγs =	0.922

Factores de Profundidad (Hansen 1970)	Df/B =	0.51					
	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1				
	Fcd =	1.146	Fcd =	1.503		Fcd =	1.146
	Fqd =	1.140	Fqd =	1.483		Fqd =	1.140
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000		Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	87.878	Tnf/m2
	qúlt =	8.788	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	2.93	kg/cm2	σadm =	4.39	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	0.72	OK!	σmáx =	0.67	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	1144.87 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.213 m	Ky	14.10 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	14.10 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	30.48 Tnf/m
1'	a	0.663 m	Ky	43.90 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	43.90 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	94.88 Tnf/m
2	a	0.213 m	Ky	28.21 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	28.21 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	60.96 Tnf/m
2'	a	0.663 m	Ky	87.80 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	87.80 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	189.76 Tnf/m
2"	a	0.438 m	Ky	58.01 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	58.01 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	125.36 Tnf/m
3	a	0.213 m	Ky	56.42 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	56.42 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	121.93 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.663 m	Kx	175.61 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	175.61 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	379.52 Tnf/m

3"	a	0.438 m	Kx	116.01 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	116.01 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	250.73 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	3.675
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	1.317

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

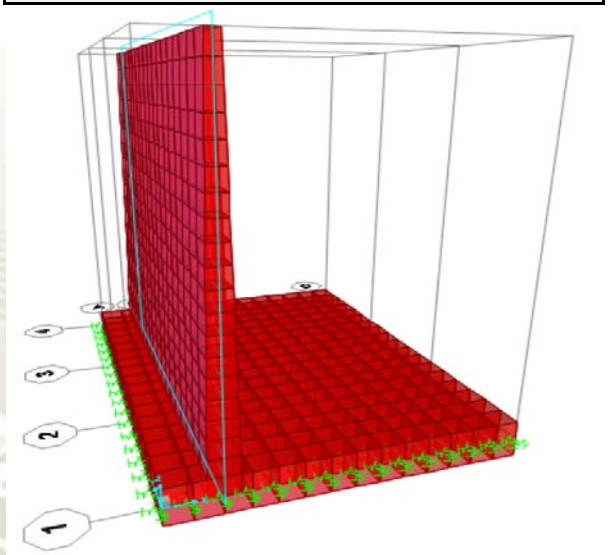
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
2.50	0.0000	-0.0006
1.88	-0.1390	-0.0874
1.25	-0.6500	-0.4938
0.63	-1.5100	-1.4380
0.00	-2.7190	-3.1371

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.196 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.196 m
Altura de Pantalla	Hp =	2.10 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
2.50	0.000	0.001	0.196	0.00020	0.001	3.750
1.88	0.139	0.087	0.196	0.02782	0.118	3.750
1.25	0.650	0.494	0.196	0.15768	0.670	3.750
0.63	1.510	1.438	0.196	0.46282	1.967	3.750
0.00	2.719	3.137	0.196	1.02457	4.354	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.710 cm2
Espaciamiento	16.31	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8 @ 15.00 cm	

M(2-2) máx.	3.137	tnf.m	a1	0.505 cm
M(2-2) corte var.	1.569	tnf.m	As	2.148 cm2

Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	18.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	30.00	cm	Ø 3/8 @ 30.00 cm	

As (utilizado)	2.367	cm2	a	0.557 cm

M(2-2) resistente 01	1.73 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	1.73 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

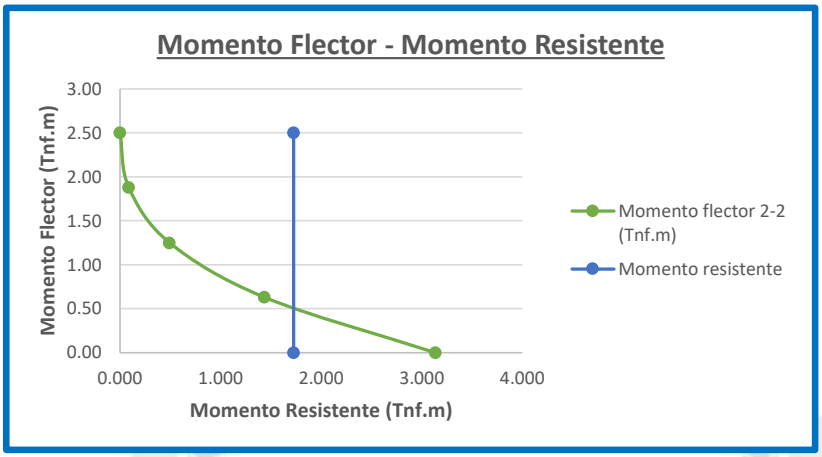
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	0.50 m
Lc - 02	0.11 m
Lt	0.61 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	18.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	5.00 cm2		d1	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	5.00 cm2		d2	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	5.00 cm2		d3	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	2.72 Tnf	
ØVc	12.78 Tnf	Ok

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	1.75 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.324 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	1.20 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	7.234 Tnf/m2
σmín. =	2.379 Tnf/m2

σ2-2 =	5.709 Tnf/m2
Mr =	2.51 Tnf.m
Mr (último) =	4.27 Tnf.m

M (diseño) =	1.81 Tnf.m
a =	0.34949
As =	1.49 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	3.68 Tnf/m
W(P. Prop.)	0.96 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	8.44 Tnf/m
Mact. (últim	6.08 Tnf.m

As (mín)	7.20 cm2

As (diseño)	1.49 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2	@ 15.00 cm

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2	@ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	1.88 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	7.234 Tnf/m2
σmín. =	2.379 Tnf/m2

σ2-2 =	6.402 Tnf/m2
Mact =	0.31 Tnf.m
Mact. (último) =	0.53 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	0.53 Tnf.m
a =	0.103 cm
As =	0.44 cm2

As (mín) =	7.20 cm2

As (diseño)	0.44 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2	@ 15.00 cm

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2	@ 15.00 cm

Verificación de corte

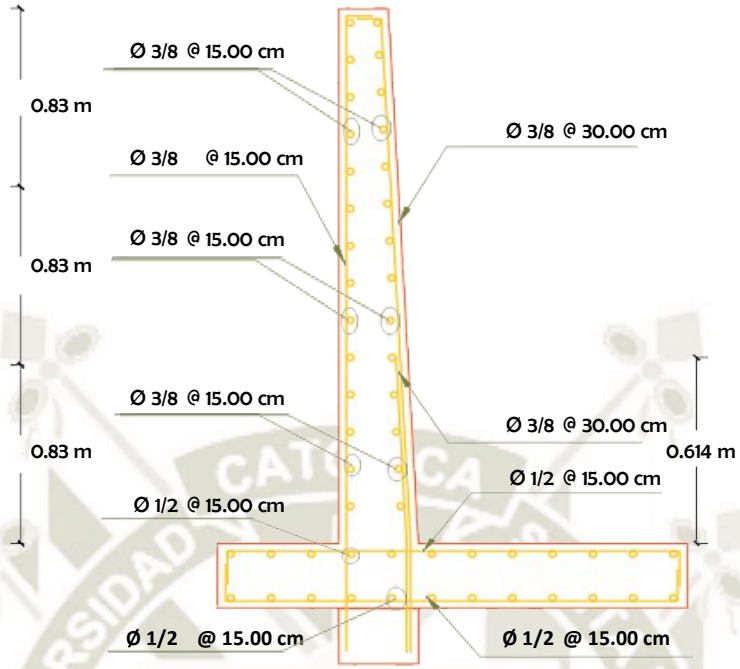
Vu	3.48 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	E	H:	3.00 m

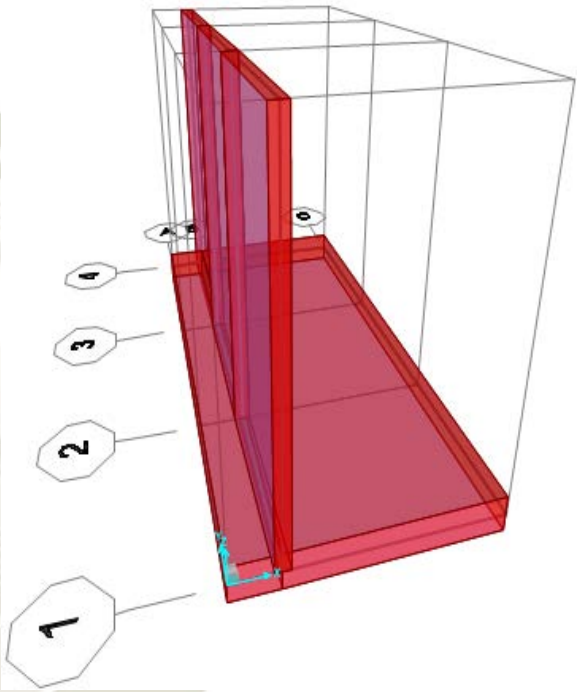
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

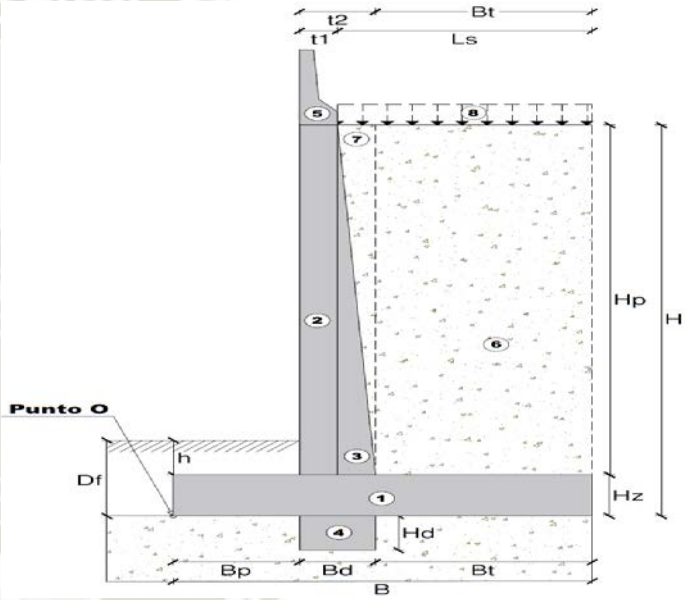
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	1.50 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.50 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.30 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.30 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.30 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.30 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	3.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	1.45 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	2.60 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	2.00 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m
Talon de Zapata	Bt =	1.45 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	1.920	↓	1.000	1.920	↷	Zapata
2	1.560	↓	0.425	0.663	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.300	0.000	↷	Dentellon
5	0.462	↓	0.425	0.196	↷	New Jersey
6	6.598	↓	1.275	8.412	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	0.725	↓	1.275	0.924	↷	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

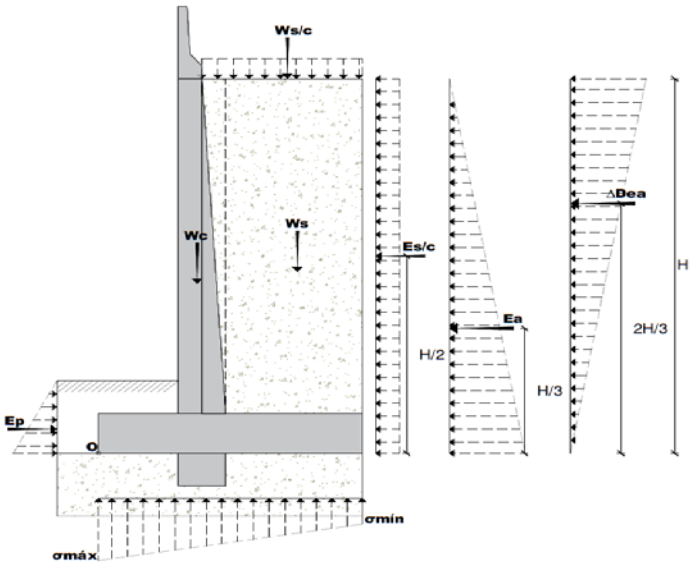
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	2.370	←	1.000	2.370	↶
E. Pasivo	2.355	→	0.300	0.706	↷
E. Sobrecarga	0.451	←	1.500	0.677	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	0.801	←	2.000	1.603	↶
F.Friccion	4.475	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo de Mononobe-Okabe — Metodo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	2.822	Tnf
∑ Fr=	6.830	Tnf
∑ Ma=	3.047	Tnf.m
∑ Mr=	12.822	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	3.172	Tnf
∑ Fr=	6.830	Tnf
∑ Ma=	3.973	Tnf.m
∑ Mr=	11.898	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas — Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas — Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	2.82	Tnf	∑ Fa=	3.17	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	6.83	Tnf	∑ Fr=	6.83	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.42	OK!	FSD =	2.15	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	3.05	Tnf.m	∑ Ma=	3.97	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	12.12	Tnf.m	∑ Mr=	11.90	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	3.98	OK!	FSV =	2.99	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	0.81	m	Xr =	0.75	m
	B/6 =	0.33	m	B/6 =	0.33	m
Excentricidad	e' =	0.19	OK!	e' =	0.25	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.89	kg/cm2	σ1 =	0.92	kg/cm2
	σ2 =	0.23	kg/cm2	σ2 =	0.13	kg/cm2
	σmáx =	0.89	kg/cm2	σmáx =	0.92	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	2.00 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	1.50 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.148
(De Beer 1970)	Fqs =	1.142
	Fγs =	0.911

Factores de Profundidad	Df/B =	0.45
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1	
	Fcd =	1.128
	Fqd =	1.123
	Fγd =	1.000

Segundo caso Df/B>1		Fcd =	1.128
Fcd =	1.589	Fqd =	1.123
Fqd =	1.565	Fγd =	1.000
Fγd =	1.000		

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	88.709	Tnf/m2
	qúlt =	8.871	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	2.96	kg/cm2	σadm =	4.44	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	0.89	OK!	σmáx =	0.92	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	1001.76 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.213 m	K	12.34 Tnf/m
	b	0.500 m	K	12.34 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K	26.67 Tnf/m
1'	a	0.394 m	K	22.83 Tnf/m
	b	0.500 m	K	22.83 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K	49.34 Tnf/m
2	a	0.213 m	K	24.68 Tnf/m
	b	0.500 m	K	24.68 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K	53.34 Tnf/m
2'	a	0.394 m	K	45.66 Tnf/m
	b	0.500 m	K	45.66 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K	98.67 Tnf/m
2"	a	0.304 m	K	35.17 Tnf/m
	b	0.500 m	K	35.17 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K	76.01 Tnf/m
3	a	0.213 m	K	49.36 Tnf/m
	b	0.500 m	K	49.36 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K	106.69 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.394 m	K	91.31 Tnf/m
	b	0.500 m	K	91.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K	197.35 Tnf/m

3"	a	0.304 m	K	70.34 Tnf/m
	b	0.500 m	K	70.34 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K	152.02 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	4.550
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	1.580

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

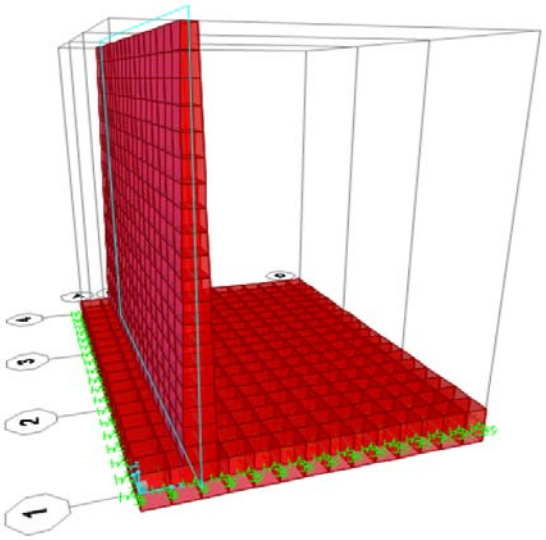
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
3.00	0.0000	-0.00058
2.50	-0.102	-0.05088
2.00	-0.457	-0.27824
1.50	-1.035	-0.79546
1.00	-1.836	-1.7132
0.50	-2.861	-3.1437
0.00	-4.107	-5.19649

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.196 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.196 m
Altura de Pantalla	Hp =	2.60 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
3.00	0.000	0.001	0.196	0.00018	0.001	3.750
2.50	0.102	0.051	0.196	0.01619	0.069	3.750
2.00	0.457	0.278	0.196	0.08870	0.377	3.750
1.50	1.035	0.795	0.196	0.25466	1.082	3.750
1.00	1.836	1.713	0.196	0.55269	2.349	3.750
0.50	2.861	3.144	0.196	1.02680	4.364	3.750
0.00	4.107	5.196	0.196	1.72915	7.349	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.196	0.00000	0.000	3.750

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.710 cm2
Espaciamiento	9.66	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	10.00	cm	Ø 3/8 @ 10.00 cm	

M(2-2) máx.	5.196	tnf.m	a1	0.845 cm
M(2-2) corte var.	2.598	tnf.m	As	3.590 cm2

Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	18.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 3/8 @ 20.00 cm	

As (utilizado)	3.55	cm2	a	0.835 cm

M(2-2) resistente 01	2.57 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	2.57 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

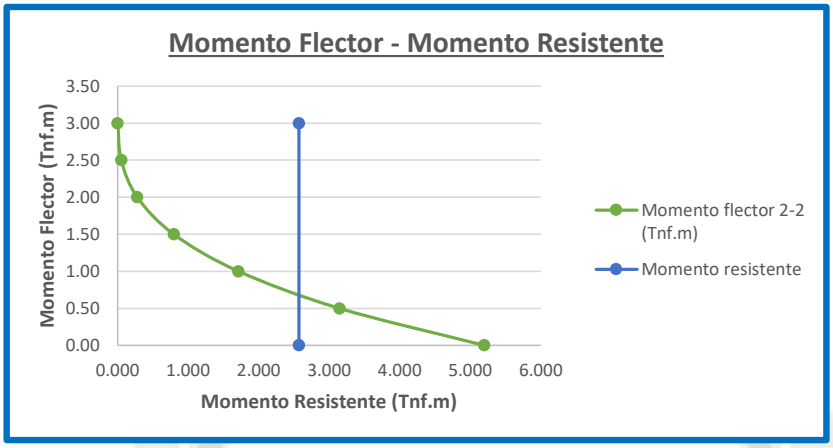
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	0.60 m
Lc - 02	0.11 m
Lt	0.71 m

Acero mínimo vertical				
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	18.9333	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 3/8 @ 20.00 cm	

Acero mínimo horizontal				
As (mín.)	5.00 cm2		d1	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	5.00 cm2		d2	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	5.00 cm2		d3	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	4.11 Tnf	
ØVc	12.78 Tnf	Ok

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	2.00 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.324 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	1.45 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	8.927 Tnf/m2
σmín. =	2.338 Tnf/m2

σ2-2 =	7.115 Tnf/m2
Mr =	4.13 Tnf.m
Mr (último) =	7.02 Tnf.m

M (diseño) =	3.41 Tnf.m
a =	0.66349
As =	2.82 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	4.55 Tnf/m
W(P. Prop.)	0.96 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	9.93 Tnf/m
Mact. (últim	10.44 Tnf.m

As (mín)	7.20 cm2

As (diseño)	2.82 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.9167	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.9167	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	2.75 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	8.927 Tnf/m2
σmín. =	2.338 Tnf/m2

σ2-2 =	7.938 Tnf/m2
Mact =	0.39 Tnf.m
Mact. (último) =	0.66 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	0.66 Tnf.m
a =	0.127 cm
As =	0.54 cm2

As (mín) =	7.20 cm2

As (diseño)	0.54 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.9167	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.9167	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

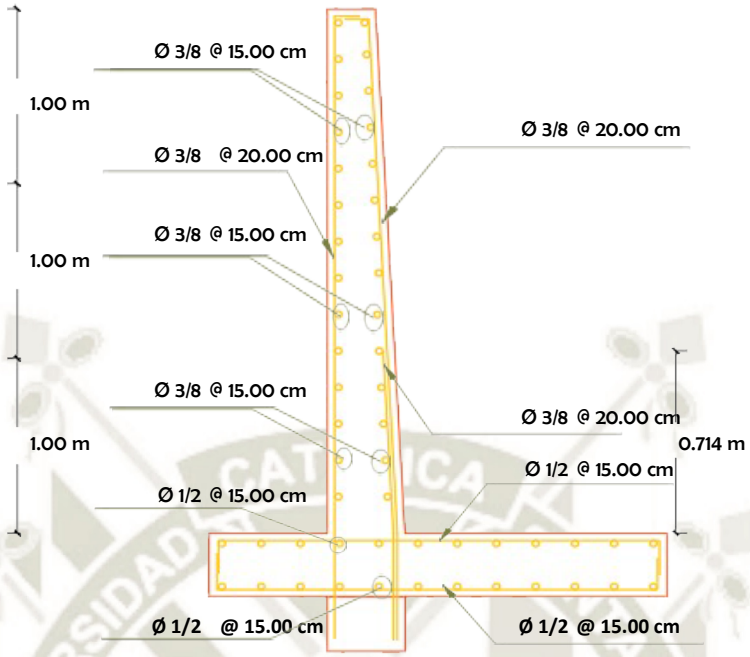
Vu	4.30 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	F	H:	3.50 m

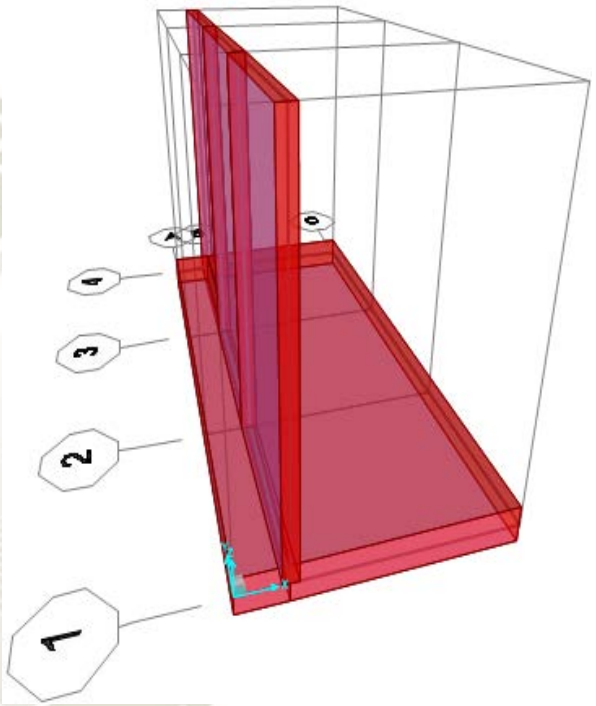
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

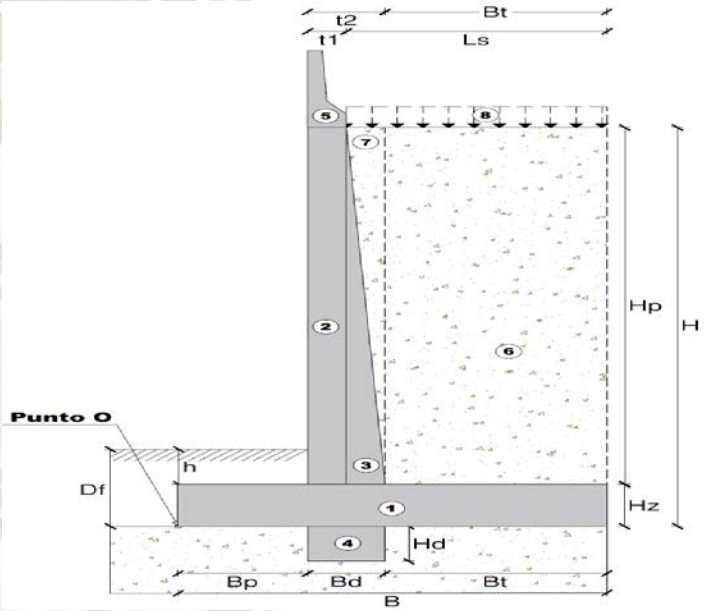
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	1.75 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.58 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.35 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.35 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.35 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.35 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	3.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	1.80 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	3.10 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	2.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.45 m
Talon de Zapata	Bt =	1.80 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	2.400	↓	1.250	3.000	↻	Zapata
2	1.860	↓	0.575	1.070	↻	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.700	0.000	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.450	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.575	0.266	↻	New Jersey
6	9.765	↓	1.600	15.624	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.700	0.000	↻	Suelo Relleno Triangular
8	0.900	↓	1.600	1.440	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

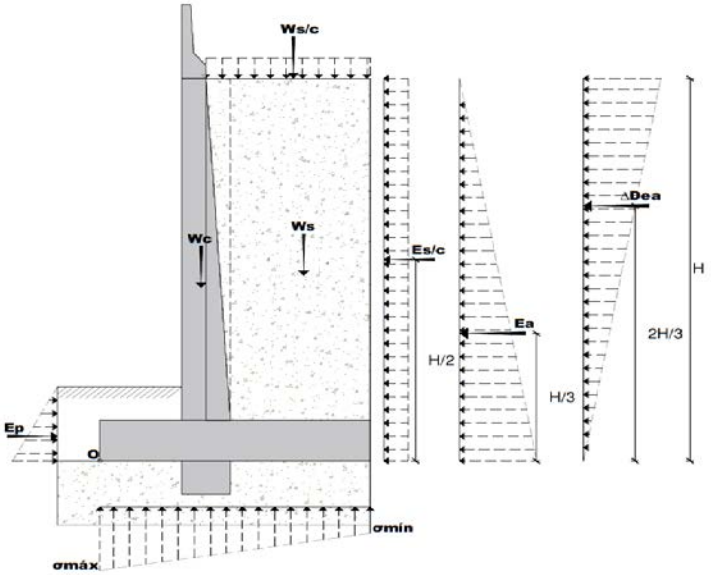
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	3.226	←	1.167	3.764	↶
E. Pasivo	2.355	→	0.300	0.706	↷
E. Sobrecarga	0.527	←	1.750	0.922	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	1.091	←	2.333	2.545	↶
F.Friccion	6.113	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	3.753	Tnf
∑ Fr=	8.468	Tnf
∑ Ma=	4.686	Tnf.m
∑ Mr=	22.106	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	4.317	Tnf
∑ Fr=	8.468	Tnf
∑ Ma=	6.309	Tnf.m
∑ Mr=	20.666	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	3.75	Tnf	∑ Fa=	4.32	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	8.47	Tnf	∑ Fr=	8.47	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.26	OK!	FSD =	1.96	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	4.69	Tnf.m	∑ Ma=	6.31	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	21.40	Tnf.m	∑ Mr=	20.67	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.57	OK!	FSV =	3.28	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.09	m	Xr =	0.99	m
	B/6 =	0.42	m	B/6 =	0.42	m
Excentricidad	e' =	0.16	OK!	e' =	0.26	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.86	kg/cm2	σ1 =	0.94	kg/cm2
	σ2 =	0.37	kg/cm2	σ2 =	0.22	kg/cm2
	σmáx =	0.86	kg/cm2	σmáx =	0.94	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	2.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	1.98 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.184
	Fqs =	1.177
	Fγs =	0.889

Factores de Profundidad (Hansen 1970)	Df/B =	0.36					
	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1				
	Fcd =	1.102	Fcd =	1.755		Fcd =	1.102
	Fqd =	1.098	Fqd =	1.725		Fqd =	1.098
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000		Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	100.300	Tnf/m2
	qúlt =	10.030	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	3.34	kg/cm2	σadm =	5.02	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	0.86	OK!	σmáx =	0.94	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	801.41 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.288 m	Ky	13.35 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	13.35 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	28.85 Tnf/m
1'	a	0.481 m	Ky	22.30 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.30 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	48.18 Tnf/m
2	a	0.288 m	Ky	26.70 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	26.70 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	57.70 Tnf/m
2'	a	0.481 m	Ky	44.59 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	44.59 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	96.37 Tnf/m
2"	a	0.385 m	Ky	35.64 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	35.64 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	77.04 Tnf/m
3	a	0.288 m	Ky	53.40 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	53.40 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	115.40 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.481 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	89.18 Tnf/m
Ky	89.18 Tnf/m
Kz	192.74 Tnf/m

3"	a	0.385 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	71.29 Tnf/m
Ky	71.29 Tnf/m
Kz	154.07 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	5.425
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	1.844

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

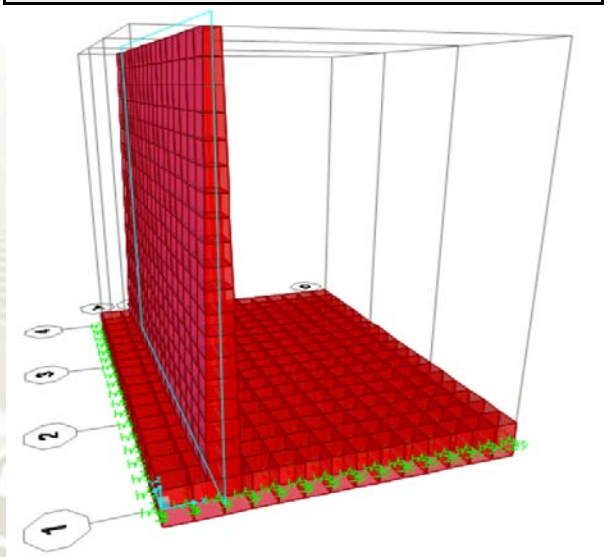
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
3.50	0.000	-0.00231
2.92	-0.128	-0.07288
2.33	-0.587	-0.41103
1.75	-1.351	-1.19801
1.17	-2.421	-2.60835
0.58	-3.795	-4.82093
0.00	-5.469	-8.01056

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.194 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.194 m
Altura de Pantalla	Hp =	3.10 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
3.50	0.000	0.002	0.194	0.00074	0.003	3.750
2.92	0.128	0.073	0.194	0.02338	0.099	3.750
2.33	0.587	0.411	0.194	0.13225	0.562	3.750
1.75	1.351	1.198	0.194	0.38803	1.649	3.750
1.17	2.421	2.608	0.194	0.85522	3.635	3.750
0.58	3.795	4.821	0.194	1.61286	6.855	3.750
0.00	5.469	8.011	0.194	2.76563	11.754	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.194	0.00000	0.000	3.750

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.290 cm2
Espaciamiento	10.98	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	10.00	cm	Ø 1/2 @ 10.00 cm	

M(2-2) máx.	8.011	tnf.m	a1	1.330 cm
M(2-2) corte var.	4.005	tnf.m	As	5.652 cm2

Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	22.82	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

As (utilizado)	6.45	cm2	a	1.518 cm

M(2-2) resistente 01	4.55 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	4.55 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

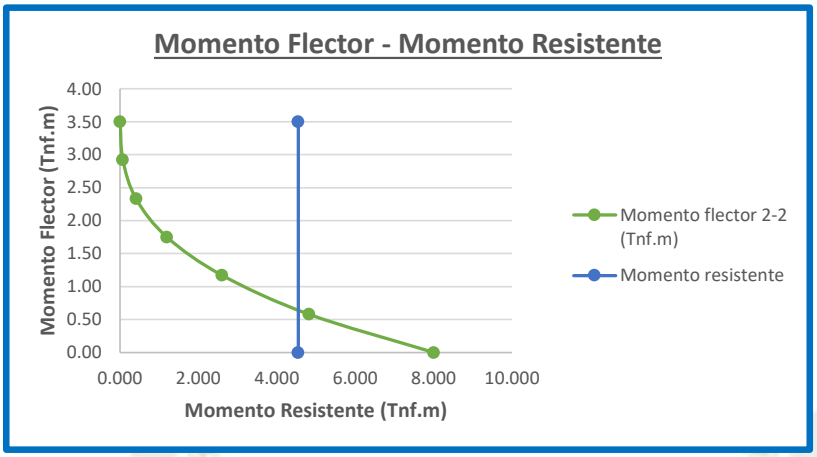
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	0.60 m
Lc - 02	0.15 m
Lt	0.75 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	18.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 3/8	@ 20.00 cm

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	5.00 cm2		d1	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	5.00 cm2		d2	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	5.00 cm2		d3	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	5.47 Tnf	
ØVc	12.67 Tnf	Ok

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	2.50 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.324 m
Punta de Zapata	Bp =	0.45 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	1.80 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	8.574 Tnf/m2
σmín. =	3.735 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	5.43 Tnf/m
W(P. Prop.)	0.96 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

σ2-2 =	7.219 Tnf/m2
Mr =	7.93 Tnf.m
Mr (último) =	13.49 Tnf.m

Wu	11.42 Tnf/m
Mact. (últim	18.49 Tnf.m

M (diseño) =	5.01 Tnf.m
a =	0.97819
As =	4.16 cm2

As (mín)	7.20 cm2

As (diseño)	4.16 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	3.79 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	8.574 Tnf/m2
σmín. =	3.735 Tnf/m2

Acero de Diseño	
M (diseño) =	1.43 Tnf.m
a =	0.275 cm
As =	1.17 cm2

σ2-2 =	7.703 Tnf/m2
Mact =	0.84 Tnf.m
Mact. (último) =	1.43 Tnf.m

As (mín) =	7.20 cm2

As (diseño)	1.17 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

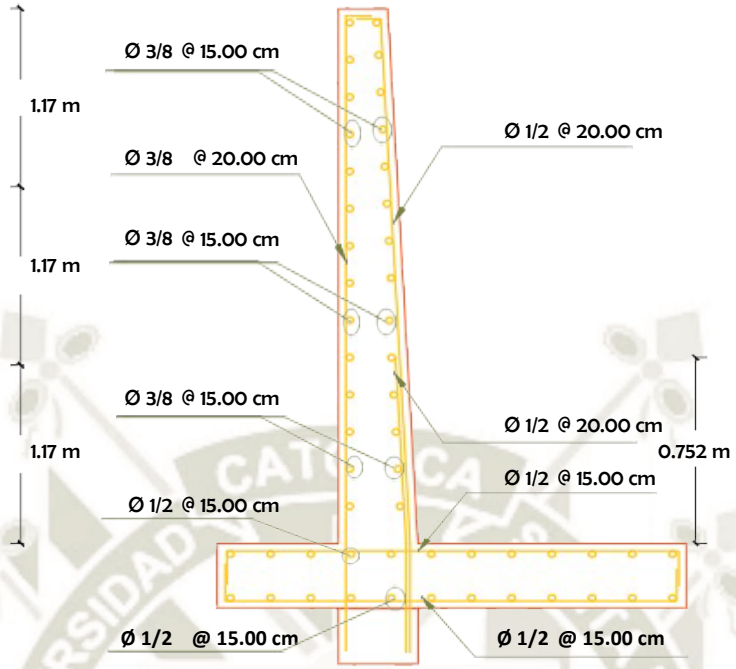
Vu	6.23 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	G	H:	4.00 m

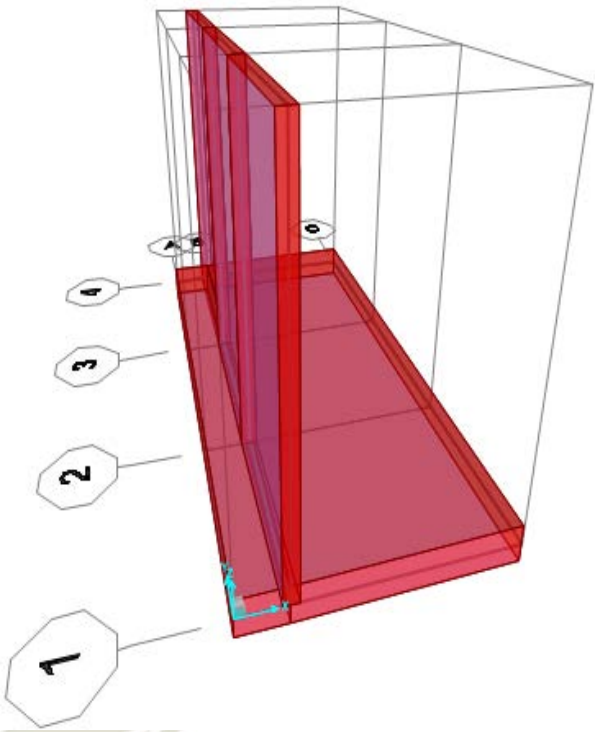
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

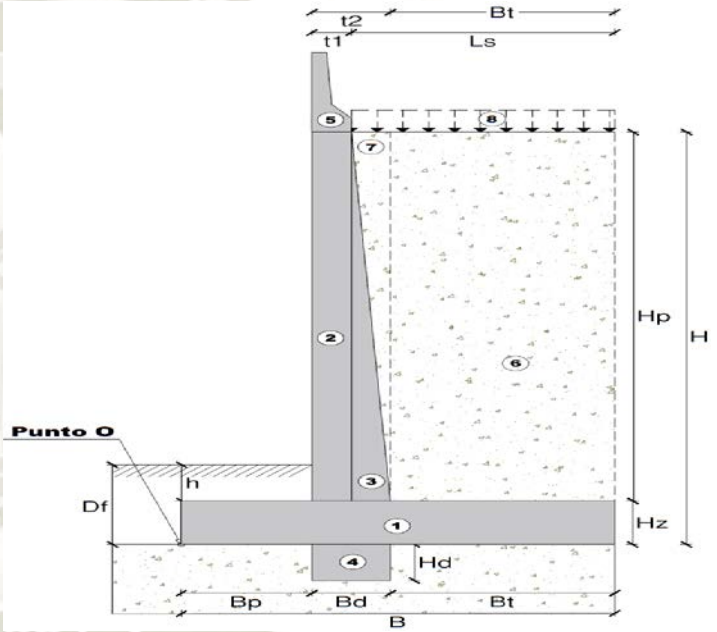
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	2.00 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.67 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.40 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.40 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.40 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	4.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	2.05 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	3.60 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	2.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.45 m
Talon de Zapata	Bt =	2.05 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	2.640	↓	1.375	3.630	↷	Zapata
2	2.160	↓	0.575	1.242	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.700	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.450	0.000	↷	Dentellon
5	0.462	↓	0.575	0.266	↷	New Jersey
6	12.915	↓	1.725	22.278	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.700	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	1.025	↓	1.725	1.768	↷	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

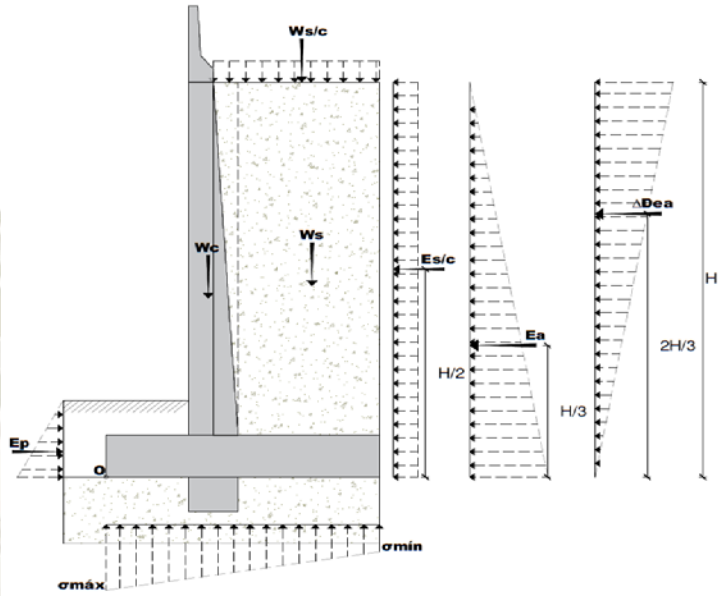
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	4.214	←	1.333	5.618	↶
E. Pasivo	2.355	→	0.300	0.706	↷
E. Sobrecarga	0.602	←	2.000	1.204	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	1.425	←	2.667	3.799	↶
F.Friccion	7.628	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	4.816	Tnf
∑ Fr=	9.983	Tnf
∑ Ma=	6.822	Tnf.m
∑ Mr=	29.891	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	5.638	Tnf
∑ Fr=	9.983	Tnf
∑ Ma=	9.417	Tnf.m
∑ Mr=	28.122	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	4.82	Tnf	∑ Fa=	5.64	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	9.98	Tnf	∑ Fr=	9.98	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.07	OK!	FSD =	1.77	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	6.82	Tnf.m	∑ Ma=	9.42	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	29.18	Tnf.m	∑ Mr=	28.12	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.28	OK!	FSV =	2.99	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.16	m	Xr =	1.03	m
	B/6 =	0.46	m	B/6 =	0.46	m
Excentricidad	e' =	0.21	OK!	e' =	0.35	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.02	kg/cm2	σ1 =	1.16	kg/cm2
	σ2 =	0.38	kg/cm2	σ2 =	0.16	kg/cm2
	σmáx =	1.02	kg/cm2	σmáx =	1.16	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	2.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	2.06 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.203
	Fqs =	1.195
	Fγs =	0.878

Factores de Profundidad (Hansen 1970)	Df/B =	0.33					
	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1				
	Fcd =	1.093	Fcd =	1.838		Fcd =	1.093
	Fqd =	1.089	Fqd =	1.804		Fqd =	1.089
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000		Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	101.917	Tnf/m2
	qúlt =	10.192	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	3.40	kg/cm2	σadm =	5.10	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.02	OK!	σmáx =	1.16	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	728.55 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.288 m	Kx	12.14 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	12.14 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	26.23 Tnf/m
1'	a	0.544 m	Kx	22.92 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.92 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	49.54 Tnf/m
2	a	0.288 m	Kx	24.27 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	24.27 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	52.46 Tnf/m
2'	a	0.544 m	Kx	45.85 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	45.85 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	99.08 Tnf/m
2"	a	0.416 m	Kx	35.06 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	35.06 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	75.77 Tnf/m
3	a	0.288 m	Kx	48.54 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	48.54 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	104.91 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.544 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	91.69 Tnf/m
Ky	91.69 Tnf/m
Kz	198.17 Tnf/m

3"	a	0.416 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	70.12 Tnf/m
Ky	70.12 Tnf/m
Kz	151.54 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	6.300
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	2.107

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

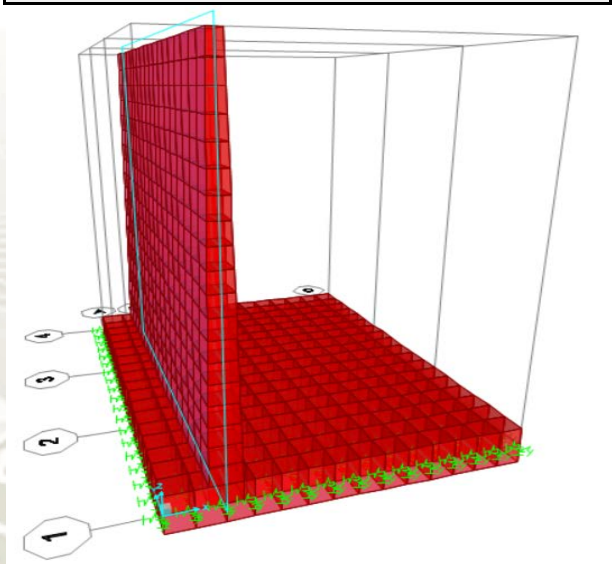
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
4.00	0.000	-0.00301
3.50	-0.104	-0.04921
3.00	-0.463	-0.27281
2.50	-1.045	-0.78831
2.00	-1.852	-1.70928
1.50	-2.884	-3.14869
1.00	-4.14	-5.21582
0.50	-5.617	-8.02535
0.00	-7.313	-11.6802

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.193 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.193 m
Altura de Pantalla	Hp =	3.60 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
4.00	0.000	0.003	0.193	0.00097	0.004	3.750
3.50	0.104	0.049	0.193	0.01592	0.068	3.750
3.00	0.463	0.273	0.193	0.08840	0.376	3.750
2.50	1.045	0.788	0.193	0.25657	1.090	3.750
2.00	1.852	1.709	0.193	0.56077	2.383	3.750
1.50	2.884	3.149	0.193	1.04640	4.447	3.750
1.00	4.140	5.216	0.193	1.76739	7.511	3.750
0.50	5.617	8.025	0.193	2.79787	11.891	3.750
0.00	7.313	11.680	0.193	4.24392	18.037	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.990 cm2
Espaciamiento	11	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	10.00	cm	Ø 5/8 @ 10.00 cm	

M(2-2) máx.	11.680	tnf.m	a1	1.991 cm
M(2-2) corte var.	5.840	tnf.m	As	8.462 cm2

Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	23.52	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

As (utilizado)	9.95	cm2	a	2.341 cm

M(2-2) resistente 01	6.80 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	6.80 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

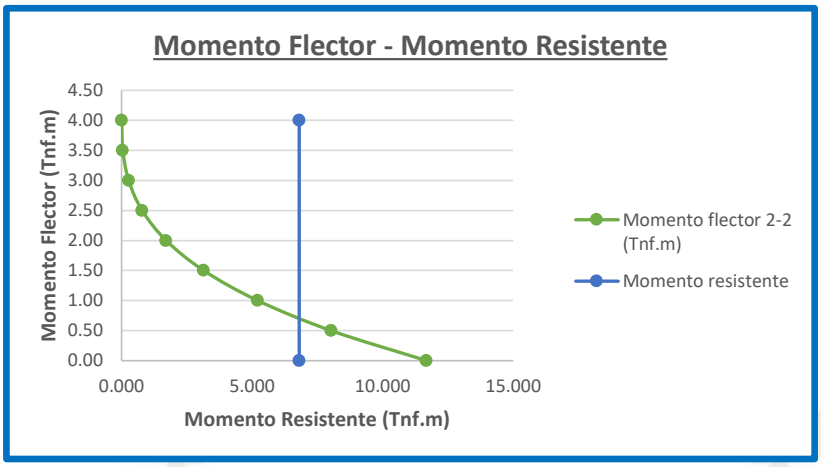
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	0.70 m
Lc - 02	0.19 m
Lt	0.89 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	18.9	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8 @ 15.00 cm	

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	5.00 cm2		d1	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	5.00 cm2		d2	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	5.00 cm2		d3	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	7.31 Tnf	
ØVc	12.57 Tnf	Ok

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	2.75 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.324 m
Punta de Zapata	Bp =	0.45 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	2.05 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\ CM + 1{,}7\ CV + 1{,}7\ CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	10.189 Tnf/m2
σmín. =	3.777 Tnf/m2

σ2-2 =	8.556 Tnf/m2
Mr =	11.28 Tnf.m
Mr (último) =	19.18 Tnf.m

M (diseño) =	7.93 Tnf.m
a =	1.56347
As =	6.64 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	6.30 Tnf/m
W(P. Prop.)	0.96 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	12.90 Tnf/m
Mact. (últim	27.11 Tnf.m

As (mín)	7.20 cm2

As (diseño)	6.64 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.9	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.9	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	4.96 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	10.189 Tnf/m2
σmín. =	3.777 Tnf/m2

σ2-2 =	9.139 Tnf/m2
Mact =	1.00 Tnf.m
Mact. (último) =	1.69 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	1.69 Tnf.m
a =	0.327 cm
As =	1.39 cm2

As (mín) =	7.20 cm2

As (diseño)	1.39 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.9	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.9	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

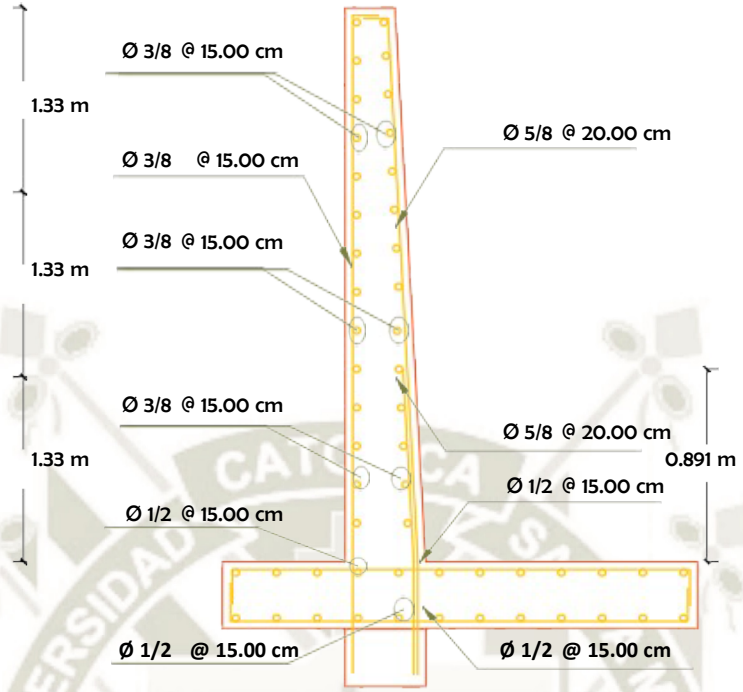
Vu	7.39 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	H	H:	4.50 m

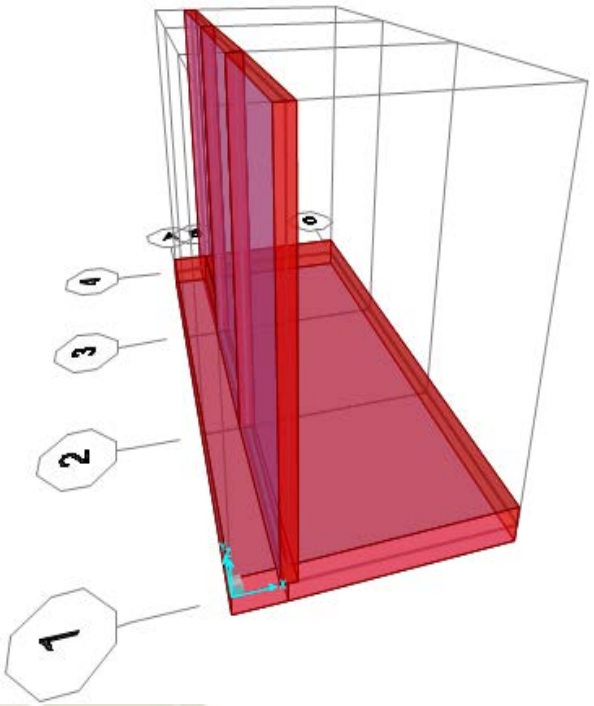
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

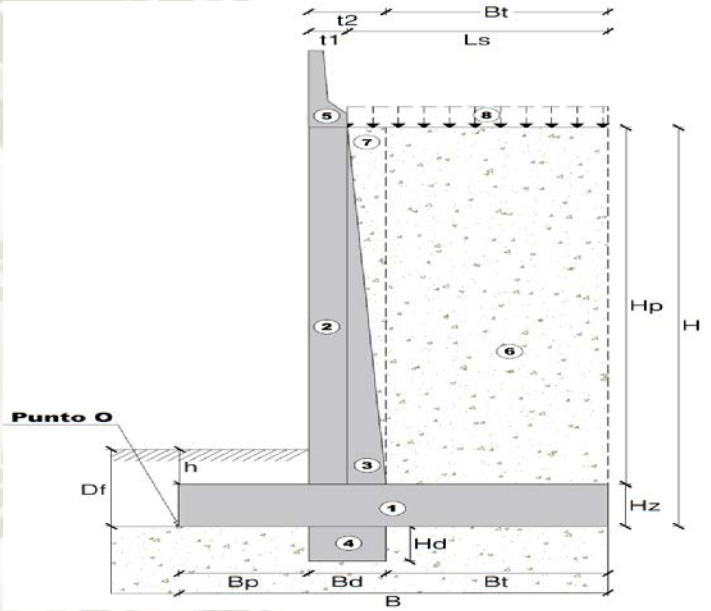
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	2.25 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.45 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.45 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.45 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.45 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	4.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.95 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	2.15 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.05 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	3.00 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m
Talon de Zapata	Bt =	2.15 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.45 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	3.240	↓	1.500	4.860	↻	Zapata
2	2.430	↓	0.725	1.762	↻	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.850	0.000	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.725	0.335	↻	New Jersey
6	15.238	↓	1.925	29.333	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.850	0.000	↻	Suelo Relleno Triangular
8	1.075	↓	1.925	2.069	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

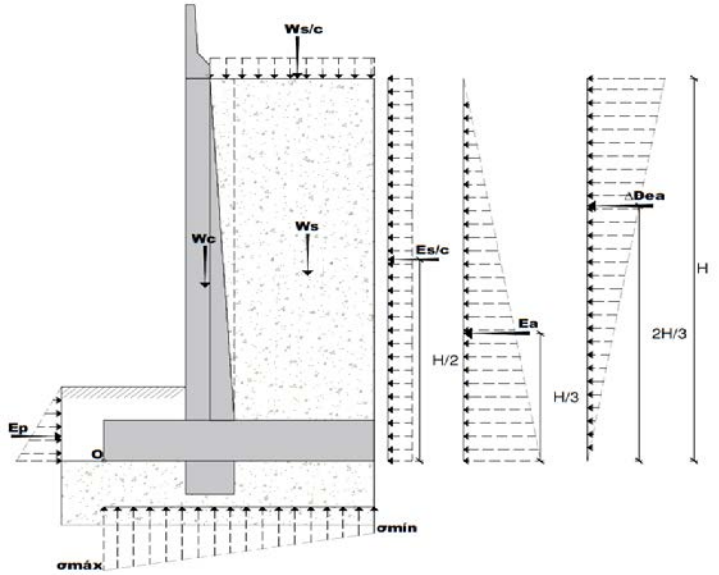
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	5.333	←	1.500	8.000	↶
E. Pasivo	2.624	→	0.317	0.831	↷
E. Sobrecarga	0.677	←	2.250	1.524	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	1.803	←	3.000	5.409	↶
F.Friccion	8.917	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	6.010	Tnf
∑ Fr=	11.541	Tnf
∑ Ma=	9.523	Tnf.m
∑ Mr=	39.190	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	7.136	Tnf
∑ Fr=	11.541	Tnf
∑ Ma=	13.409	Tnf.m
∑ Mr=	37.121	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	6.01	Tnf	∑ Fa=	7.14	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	11.54	Tnf	∑ Fr=	11.54	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.92	OK!	FSD =	1.62	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	9.52	Tnf.m	∑ Ma=	13.41	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	38.36	Tnf.m	∑ Mr=	37.12	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.03	OK!	FSV =	2.77	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.28	m	Xr =	1.11	m
	B/6 =	0.50	m	B/6 =	0.50	m
Excentricidad	e' =	0.22	OK!	e' =	0.39	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.07	kg/cm2	σ1 =	1.27	kg/cm2
	σ2 =	0.43	kg/cm2	σ2 =	0.16	kg/cm2
	σmáx =	1.07	kg/cm2	σmáx =	1.27	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	3.00 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	2.22 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.95 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.221
	Fqs =	1.212
	Fγs =	0.867

Factores de Profundidad (Hansen 1970)	Df/B =	0.32					
	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1				
	Fcd =	1.090	Fcd =	1.868		Fcd =	1.090
	Fqd =	1.086	Fqd =	1.832		Fqd =	1.086
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000		Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	108.691	Tnf/m2
	qúlt =	10.869	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	3.62	kg/cm2	σadm =	5.43	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.07	OK!	σmáx =	1.27	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	667.84 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.363 m	Kx	14.02 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	14.02 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	30.30 Tnf/m
1'	a	0.379 m	Kx	14.64 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	14.64 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	31.64 Tnf/m
2	a	0.363 m	Kx	28.04 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	28.04 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	60.61 Tnf/m
2'	a	0.379 m	Kx	29.28 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	29.28 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	63.28 Tnf/m
2"	a	0.371 m	Kx	28.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	28.66 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	61.94 Tnf/m
3	a	0.363 m	Kx	56.09 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	56.09 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	121.21 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.379 m	K_x	58.56 Tnf/m
	b	0.500 m	K_y	58.56 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K_z	126.56 Tnf/m

3"	a	0.371 m	K_x	57.32 Tnf/m
	b	0.500 m	K_y	57.32 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K_z	123.88 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	7.088
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	2.370

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

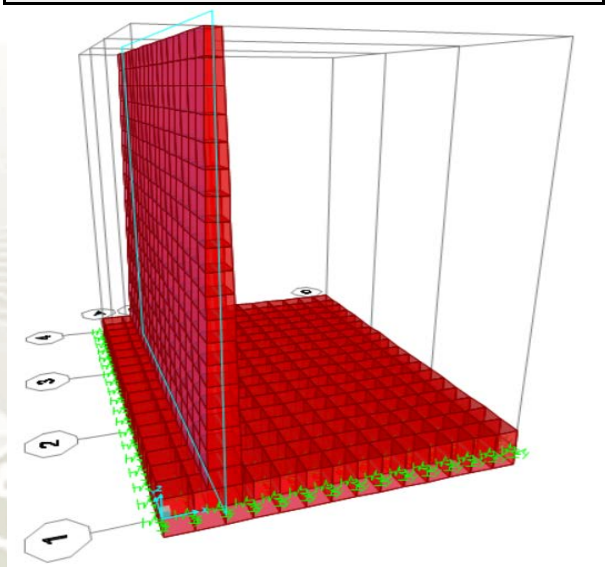
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
4.50	0.000	-0.00394
4.05	-0.092	-0.03735
3.60	-0.396	-0.20407
3.15	-0.882	-0.58992
2.70	-1.55	-1.27573
2.25	-2.401	-2.34479
1.80	-3.434	-3.88231
1.35	-4.649	-5.96985
0.90	-6.045	-8.68549
0.45	-7.619	-12.11551
0.00	-9.368	-16.32851

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.193 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.193 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.05 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
4.50	0.000	0.004	0.193	0.00127	0.005	3.750
4.05	0.092	0.037	0.193	0.01208	0.051	3.750
3.60	0.396	0.204	0.193	0.06609	0.281	3.750
3.15	0.882	0.590	0.193	0.19167	0.815	3.750
2.70	1.550	1.276	0.193	0.41696	1.772	3.750
2.25	2.401	2.345	0.193	0.77361	3.288	3.750
1.80	3.434	3.882	0.193	1.29896	5.521	3.750
1.35	4.649	5.970	0.193	2.03789	8.661	3.750
0.90	6.045	8.685	0.193	3.04951	12.960	3.750
0.45	7.619	12.116	0.193	4.42554	18.809	3.750
0.00	9.368	16.329	0.193	6.31442	26.836	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750
0.00	0.000	0.000	0.193	0.00000	0.000	3.750

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.990 cm2
Espaciamiento	7.415	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	7.50	cm	Ø 5/8	@ 7.50 cm

M(2-2) máx.	16.329	tnf.m	a1	2.850 cm
M(2-2) corte var.	8.164	tnf.m	As	12.115 cm2

Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	16.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8	@ 15.00 cm

As (utilizado)	13.27	cm2	a	3.122 cm

M(2-2) resistente 01	8.87 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	8.87 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

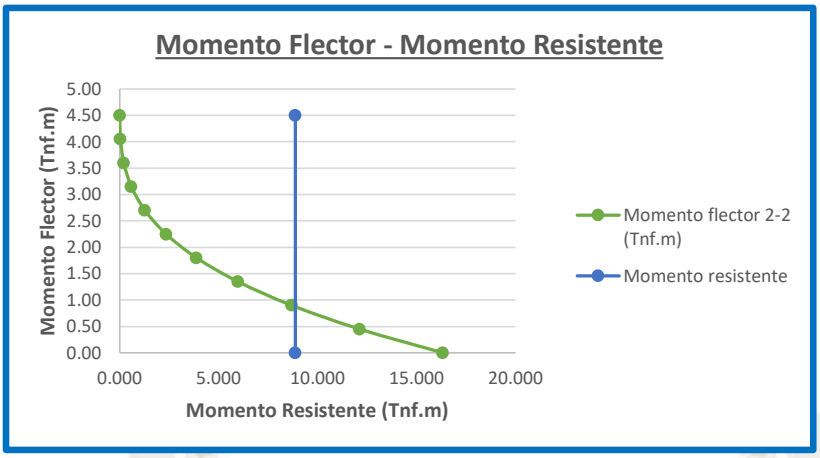
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	0.90 m
Lc - 02	0.19 m
Lt	1.09 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	18.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	5.00 cm2		d1	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	5.00 cm2		d2	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	5.00 cm2		d3	0.250 m
Ø (utilizar)	3/8	plg	As	0.71 cm2
Espaciamiento	14.2	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/8	@ 15.00 cm

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	9.37 Tnf	
ØVc	12.57 Tnf	Ok

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	3.00 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.374 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	2.15 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.45 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	10.703 Tnf/m2
σmín. =	4.261 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	7.09 Tnf/m
W(P. Prop.)	1.08 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

σ2-2 =	8.877 Tnf/m2
Mr =	13.40 Tnf.m
Mr (último) =	22.79 Tnf.m

Wu	14.41 Tnf/m
Mact. (últim	33.31 Tnf.m

M (diseño) =	10.52 Tnf.m
a =	1.79559
As =	7.63 cm2

As (mín)	8.10 cm2

As (diseño)	7.63 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	15.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	8.10 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	15.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	6.97 Tnf	
ØVc	24.39 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	10.703 Tnf/m2
σmín. =	4.261 Tnf/m2

Acero de Diseño	
M (diseño) =	3.14 Tnf.m
a =	0.527 cm
As =	2.24 cm2

σ2-2 =	9.414 Tnf/m2
Mact =	1.85 Tnf.m
Mact. (último) =	3.14 Tnf.m

As (mín) =	8.10 cm2

As (diseño)	2.24 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	35.06	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	35.00	cm	Ø 3/4 @ 35.00 cm	

As (mín.)	8.10 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	15.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

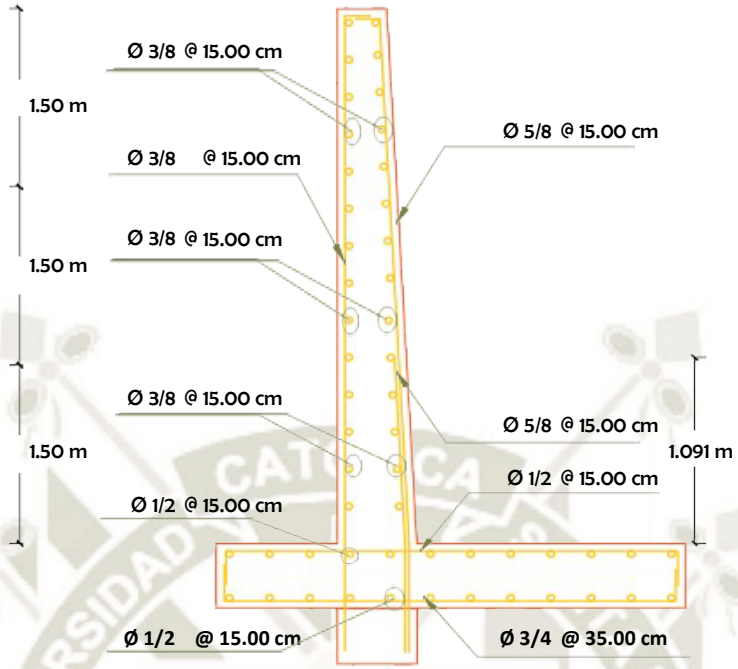
Vu	10.26 Tnf	
ØVc	24.39 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	I	H:	5.00 m

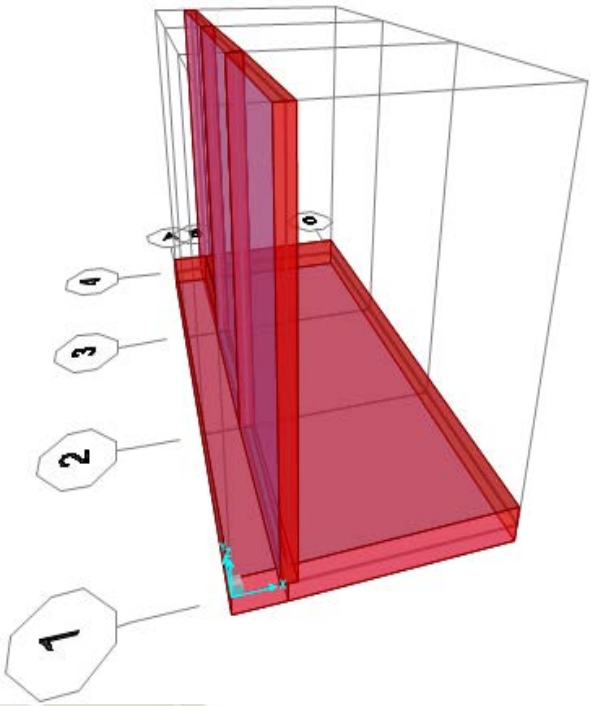
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

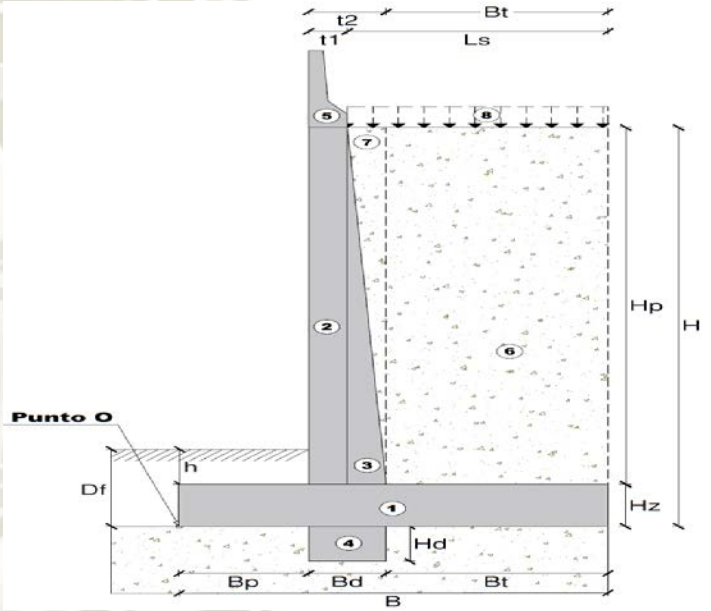
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	2.50 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.83 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.50 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.50 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.50 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.50 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	5.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	2.65 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.30 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.50 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	3.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m
Talon de Zapata	Bt =	2.60 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.50 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	4.200	↓	1.750	7.350	↻	Zapata
2	2.700	↓	0.725	1.958	↻	Pantalla Rectangular
3	0.270	↓	0.867	0.234	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.725	0.335	↻	New Jersey
6	20.475	↓	2.200	45.045	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	0.197	↓	0.883	0.174	↻	Suelo Relleno Triangular
8	1.325	↓	2.175	2.882	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

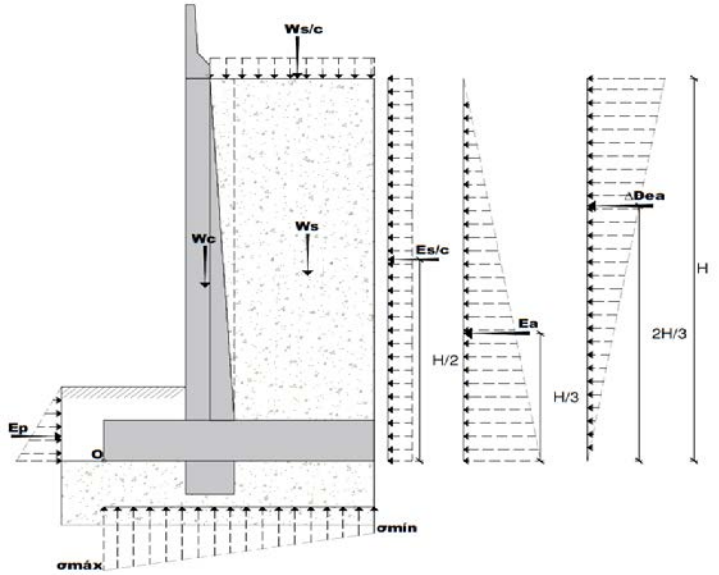
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	6.584	←	1.667	10.973	↶
E. Pasivo	2.907	→	0.333	0.969	↷
E. Sobrecarga	0.752	←	2.500	1.881	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	2.332	←	3.333	7.774	↶
F.Friccion	11.771	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	89.36 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.422

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	7.336	Tnf
∑ Fr=	14.678	Tnf
∑ Ma=	12.854	Tnf.m
∑ Mr=	58.946	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	8.916	Tnf
∑ Fr=	14.678	Tnf
∑ Ma=	18.747	Tnf.m
∑ Mr=	56.064	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

		1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento							
Fuerza Actuante	∑ Fa=	7.34	Tnf	∑ Fa=	8.92	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	14.68	Tnf	∑ Fr=	14.68	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.00	OK!	FSD =	1.65	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo							
Momento Actuante	∑ Ma=	12.85	Tnf.m	∑ Ma=	18.75	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	57.98	Tnf.m	∑ Mr=	56.06	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.51	OK!	FSV =	2.99	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones							
	Xr =	1.52	m	Xr =	1.32	m
	B/6 =	0.58	m	B/6 =	0.58	m
Excentricidad	e' =	0.23	OK!	e' =	0.43	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.18	kg/cm2	σ1 =	1.41	kg/cm2
	σ2 =	0.52	kg/cm2	σ2 =	0.21	kg/cm2
	σmáx =	1.18	kg/cm2	σmáx =	1.41	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	3.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	2.64 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.00 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.258
	Fqs =	1.248
	Fγs =	0.844

Factores de Profundidad (Hansen 1970)

Df/B = 0.29

Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1			
Fcd =	1.081	Fcd =	1.968	Fcd =	1.081
Fqd =	1.078	Fqd =	1.929	Fqd =	1.078
Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima

qúlt =	121.380	Tnf/m2
qúlt =	12.138	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	4.05	kg/cm2	σadm =	6.07	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.18	OK!	σmáx =	1.41	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	572.43 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.375 m	Kx	12.42 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	12.42 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	26.83 Tnf/m
1'	a	0.458 m	Kx	15.16 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	15.16 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	32.77 Tnf/m
2	a	0.375 m	Kx	24.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	24.83 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	53.67 Tnf/m
2'	a	0.458 m	Kx	30.33 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	30.33 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	65.54 Tnf/m
2"	a	0.417 m	Kx	27.58 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	27.58 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	59.60 Tnf/m
3	a	0.375 m	Kx	49.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	49.66 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	107.33 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.458 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	60.65 Tnf/m
Ky	60.65 Tnf/m
Kz	131.09 Tnf/m

3"	a	0.417 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	55.16 Tnf/m
Ky	55.16 Tnf/m
Kz	119.21 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.187
Load - relleno	7.875
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	2.634

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.011
D	0.300

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

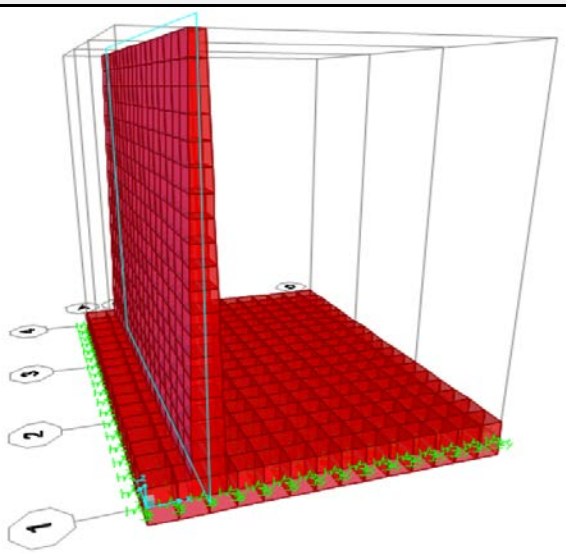
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
5.00	0.000	-0.00432
4.50	-0.105	-0.04856
4.00	-0.466	-0.26941
3.50	-1.052	-0.78354
3.00	-1.865	-1.70159
2.50	-2.904	-3.13994
2.00	-4.171	-5.21565
1.50	-5.664	-8.043
1.00	-7.382	-11.73184
0.50	-9.32	-16.39696
0.00	-11.47	-22.13385

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.188 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.30 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.238 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.50 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
5.00	0.000	0.004	0.188	0.00143	0.006	3.750
4.50	0.105	0.049	0.193	0.01569	0.067	3.825
4.00	0.466	0.269	0.198	0.08498	0.361	3.900
3.50	1.052	0.784	0.203	0.24197	1.028	3.975
3.00	1.865	1.702	0.208	0.51619	2.194	4.050
2.50	2.904	3.140	0.213	0.93932	3.992	4.125
2.00	4.171	5.216	0.218	1.54565	6.569	4.200
1.50	5.664	8.043	0.223	2.37382	10.089	4.275
1.00	7.382	11.732	0.228	3.47051	14.750	4.350
0.50	9.320	16.397	0.233	4.90063	20.828	4.425
0.00	11.470	22.134	0.238	6.75352	28.702	4.500
0.00	0.000	0.000	0.238	0.00000	0.000	4.500
0.00	0.000	0.000	0.238	0.00000	0.000	4.500
0.00	0.000	0.000	0.238	0.00000	0.000	4.500
0.00	0.000	0.000	0.238	0.00000	0.000	4.500
0.00	0.000	0.000	0.238	0.00000	0.000	4.500
0.00	0.000	0.000	0.238	0.00000	0.000	4.500
0.00	0.000	0.000	0.238	0.00000	0.000	4.500
0.00	0.000	0.000	0.238	0.00000	0.000	4.500
0.00	0.000	0.000	0.238	0.00000	0.000	4.500
0.00	0.000	0.000	0.238	0.00000	0.000	4.500

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.840 cm2
Espaciamiento	9.895	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	10.00	cm	Ø 3/4 @ 10.00 cm	

M(2-2) máx.	22.134	tnf.m	a1	3.099 cm
M(2-2) corte var.	11.067	tnf.m	As	13.172 cm2

Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	21.56	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 3/4 @ 20.00 cm	

As (utilizado)	14.2	cm2	a	3.341 cm

M(2-2) resistente 01	9.18 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	11.87 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

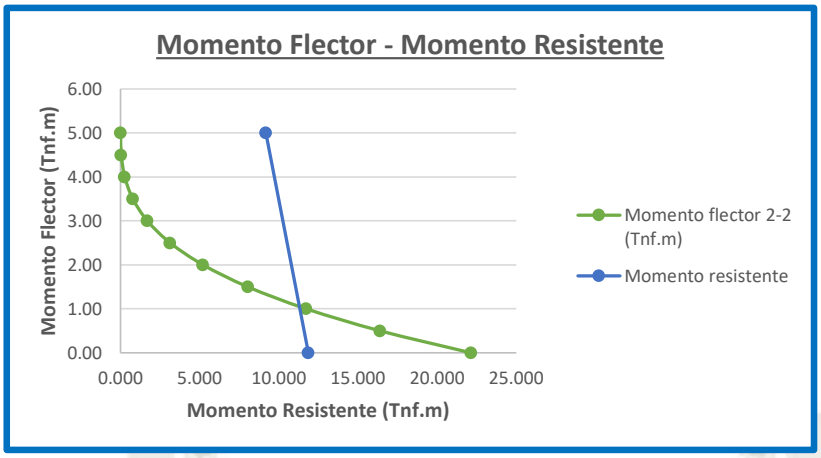
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	1.00 m
Lc - 02	0.23 m
Lt	1.23 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	28.67	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	5.33 cm2		d1	0.267 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	24.19	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	25.00	cm	Ø 1/2 @ 25.00 cm	

As (mín.)	5.67 cm2		d2	0.283 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	22.76	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

As (mín.)	6.00 cm2		d3	0.300 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.5	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	11.47 Tnf	
ØVc	15.52 Tnf	Ok

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	3.50 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.422 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	2.60 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.50 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	11.761 Tnf/m2
σmín. =	5.170 Tnf/m2

σ2-2 =	10.066 Tnf/m2
Mr =	22.99 Tnf.m
Mr (último) =	39.08 Tnf.m

M (diseño) =	14.72 Tnf.m
a =	2.22929
As =	9.47 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	7.88 Tnf/m
W(P. Prop.)	1.20 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	15.92 Tnf/m
Mact. (últim	53.80 Tnf.m

As (mín)	9.00 cm2

As (diseño)	9.47 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	21	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

As (mín.)	9.00 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	22.11	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

Verificación de corte

Vu	7.71 Tnf	
ØVc	27.55 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	11.761 Tnf/m2
σmín. =	5.170 Tnf/m2

σ2-2 =	10.631 Tnf/m2
Mact =	2.05 Tnf.m
Mact. (último) =	3.48 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	3.48 Tnf.m
a =	0.517 cm
As =	2.20 cm2

As (mín) =	9.00 cm2

As (diseño)	2.20 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	22.11	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

As (mín.)	9.00 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	22.11	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

Verificación de corte

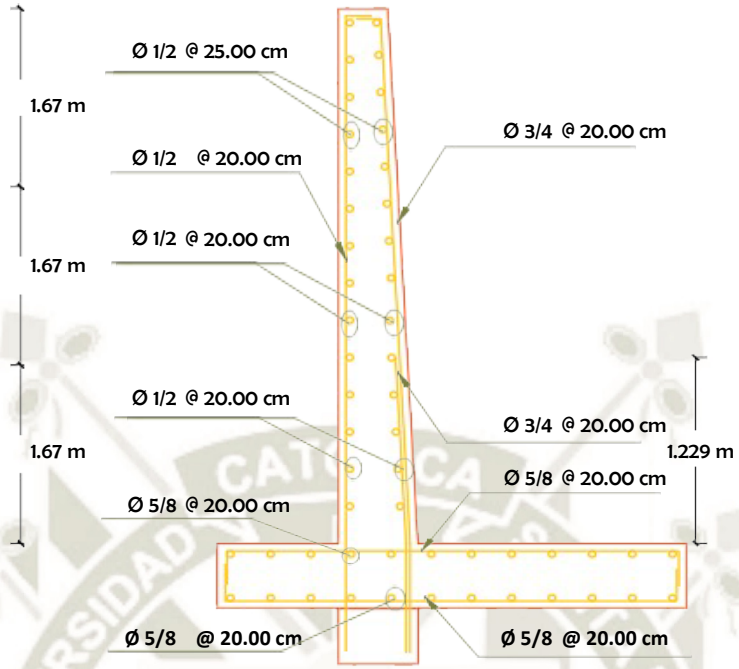
Vu	11.42 Tnf	
ØVc	27.55 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	J	H:	5.50 m

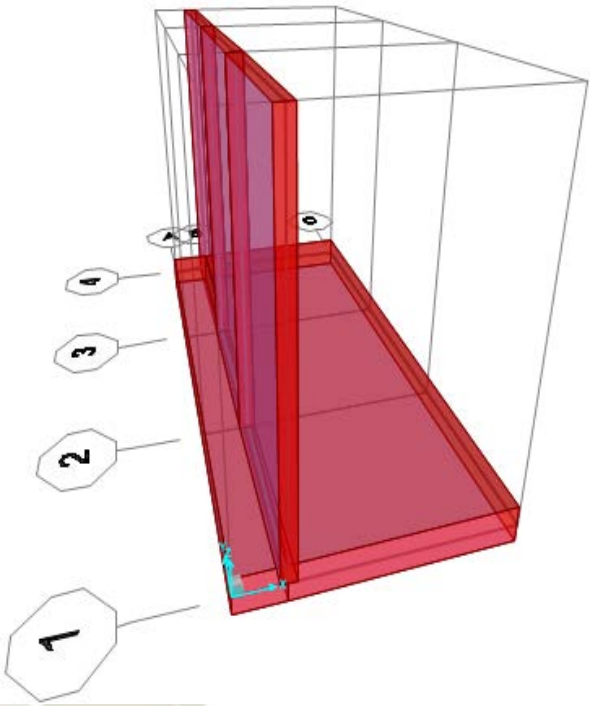
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

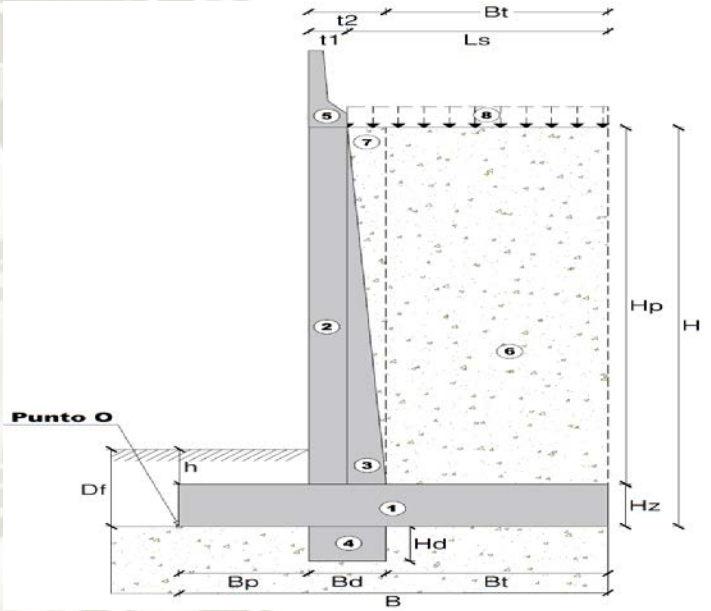
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	2.75 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.92 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.55 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.55 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.55 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.55 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	5.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.05 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	2.90 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.35 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.95 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	3.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m
Talon de Zapata	Bt =	2.80 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.55 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	4.950	↓	1.875	9.281	↻	Zapata
2	2.970	↓	0.725	2.153	↻	Pantalla Rectangular
3	0.594	↓	0.883	0.525	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.725	0.335	↻	New Jersey
6	24.255	↓	2.350	56.999	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	0.433	↓	0.917	0.397	↻	Suelo Relleno Triangular
8	1.450	↓	2.300	3.335	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

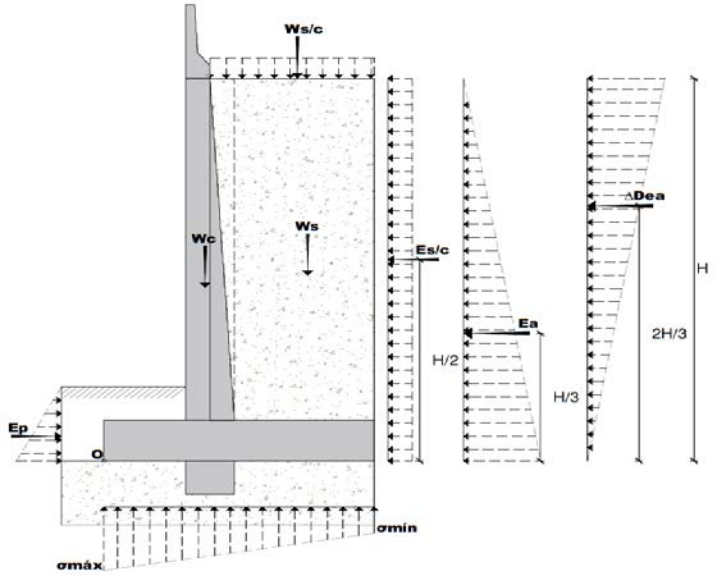
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	7.967	←	1.833	14.605	↶
E. Pasivo	3.205	→	0.350	1.122	↷
E. Sobrecarga	0.828	←	2.750	2.276	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	2.928	←	3.667	10.737	↶
F.Friccion	13.950	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.84 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.427

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	8.794	Tnf
∑ Fr=	17.155	Tnf
∑ Ma=	16.882	Tnf.m
∑ Mr=	74.147	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	10.895	Tnf
∑ Fr=	17.155	Tnf
∑ Ma=	25.342	Tnf.m
∑ Mr=	70.812	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	8.79	Tnf	∑ Fa=	10.89	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	17.16	Tnf	∑ Fr=	17.16	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.95	OK!	FSD =	1.57	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	16.88	Tnf.m	∑ Ma=	25.34	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	73.03	Tnf.m	∑ Mr=	70.81	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.33	OK!	FSV =	2.79	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.60	m	Xr =	1.35	m
	B/6 =	0.63	m	B/6 =	0.63	m
Excentricidad	e' =	0.28	OK!	e' =	0.52	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.35	kg/cm2	σ1 =	1.65	kg/cm2
	σ2 =	0.52	kg/cm2	σ2 =	0.14	kg/cm2
	σmáx =	1.35	kg/cm2	σmáx =	1.65	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	3.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	2.70 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.05 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.277
	Fqs =	1.265
	Fγs =	0.833

Factores de Profundidad (Hansen 1970)

Df/B = 0.28

Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1			
Fcd =	1.080	Fcd =	1.989	Fcd =	1.080
Fqd =	1.076	Fqd =	1.949	Fqd =	1.076
Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima

qúlt =	125.742	Tnf/m2
qúlt =	12.574	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	4.19	kg/cm2	σadm =	6.29	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.35	OK!	σmáx =	1.65	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	534.27 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.388 m	Kx	11.99 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.99 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.91 Tnf/m
1'	a	0.496 m	Kx	15.33 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	15.33 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	33.12 Tnf/m
2	a	0.388 m	Kx	23.98 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.98 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	51.82 Tnf/m
2'	a	0.496 m	Kx	30.65 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	30.65 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	66.25 Tnf/m
2"	a	0.442 m	Kx	27.32 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	27.32 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	59.04 Tnf/m
3	a	0.388 m	Kx	47.96 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	47.96 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	103.65 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.496 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	61.31 Tnf/m
Ky	61.31 Tnf/m
Kz	132.50 Tnf/m

3"	a	0.442 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	54.63 Tnf/m
Ky	54.63 Tnf/m
Kz	118.07 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.194
Load - relleno	8.663
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	2.897

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.020
D	0.350

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

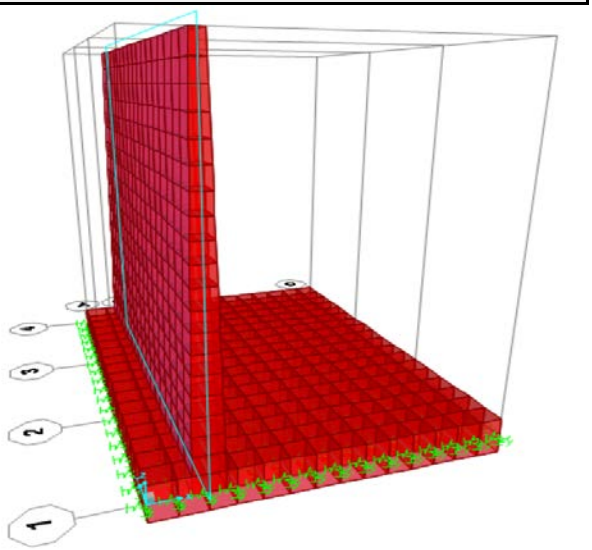
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
5.50	0.000	-0.00378
5.04	-0.094	-0.03937
4.58	-0.407	-0.21514
4.13	-0.911	-0.62117
3.67	-1.605	-1.34032
3.21	-2.49	-2.46415
2.75	-3.568	-4.08144
2.29	-4.839	-6.28088
1.83	-6.302	-9.15723
1.38	-7.956	-12.7965
0.92	-9.797	-17.28388
0.46	-11.819	-22.7056
0.00	-14.015	-29.13078

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.188 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.35 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.288 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.95 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
5.50	0.000	0.004	0.188	0.00125	0.005	3.750
5.04	0.094	0.039	0.196	0.01250	0.053	3.875
4.58	0.407	0.215	0.205	0.06559	0.279	4.001
4.13	0.911	0.621	0.213	0.18258	0.776	4.124
3.67	1.605	1.340	0.221	0.38071	1.618	4.249
3.21	2.490	2.464	0.229	0.67865	2.884	4.375
2.75	3.568	4.081	0.238	1.09363	4.648	4.500
2.29	4.839	6.281	0.246	1.64325	6.984	4.625
1.83	6.302	9.157	0.255	2.34802	9.979	4.751
1.38	7.956	12.797	0.263	3.23104	13.732	4.874
0.92	9.797	17.284	0.271	4.31235	18.328	4.999
0.46	11.819	22.706	0.279	5.62443	23.904	5.125
0.00	14.015	29.131	0.288	7.20244	30.610	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.840 cm2
Espaciamiento	9.278	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	10.00	cm	Ø 3/4 @ 10.00 cm	

M(2-2) máx.	29.131	tnf.m	a1	3.345 cm
M(2-2) corte var.	14.565	tnf.m	As	14.216 cm2

Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	19.98	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 3/4 @ 20.00 cm	

As (utilizado)	14.2	cm2	a	3.341 cm

M(2-2) resistente 01	9.18 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	14.55 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

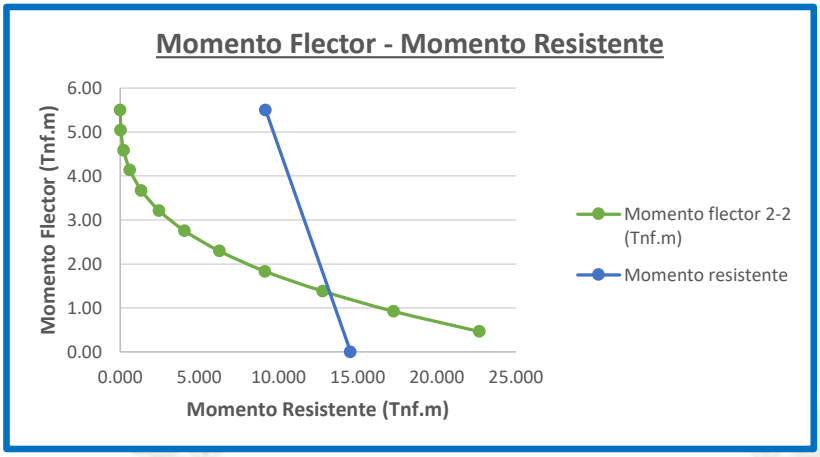
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	1.40 m
Lc - 02	0.23 m
Lt	1.63 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	24.57	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	5.67 cm2		d1	0.283 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	22.76	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

As (mín.)	6.33 cm2		d2	0.317 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	20.37	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

As (mín.)	7.00 cm2		d3	0.350 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	14.02 Tnf	
ØVc	18.79 Tnf	Ok

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	3.75 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.472 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	2.80 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.55 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	13.500 Tnf/m2
σmín. =	5.227 Tnf/m2

σ2-2 =	11.405 Tnf/m2
Mr =	28.56 Tnf.m
Mr (último) =	48.56 Tnf.m

M (diseño) =	19.75 Tnf.m
a =	2.68001
As =	11.39 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	8.66 Tnf/m
W(P. Prop.)	1.32 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	17.42 Tnf/m
Mact. (últim	68.30 Tnf.m

As (mín)	9.90 cm2

As (diseño)	11.39 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	17.47	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	9.90 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	20.1	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

Verificación de corte

Vu	9.20 Tnf	
ØVc	30.82 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	13.500 Tnf/m2
σmín. =	5.227 Tnf/m2

σ2-2 =	12.177 Tnf/m2
Mact =	2.35 Tnf.m
Mact. (último) =	4.00 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	4.00 Tnf.m
a =	0.530 cm
As =	2.25 cm2

As (mín) =	9.90 cm2

As (diseño)	2.25 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	20.1	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

As (mín.)	9.90 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	20.1	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

Verificación de corte

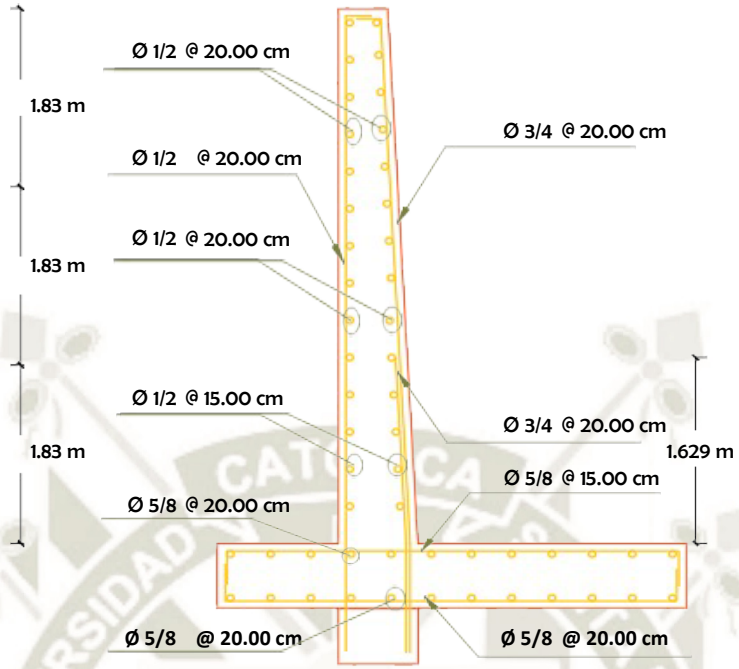
Vu	13.10 Tnf	
ØVc	30.82 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	K	H:	6.00 m

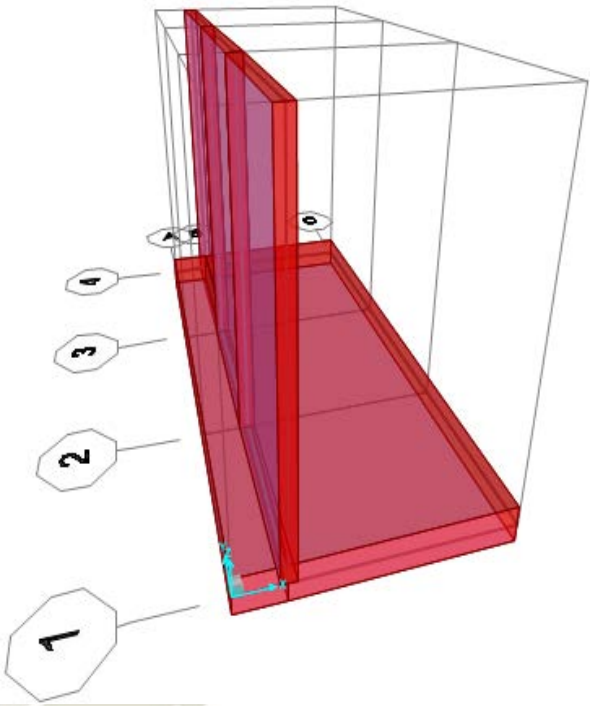
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

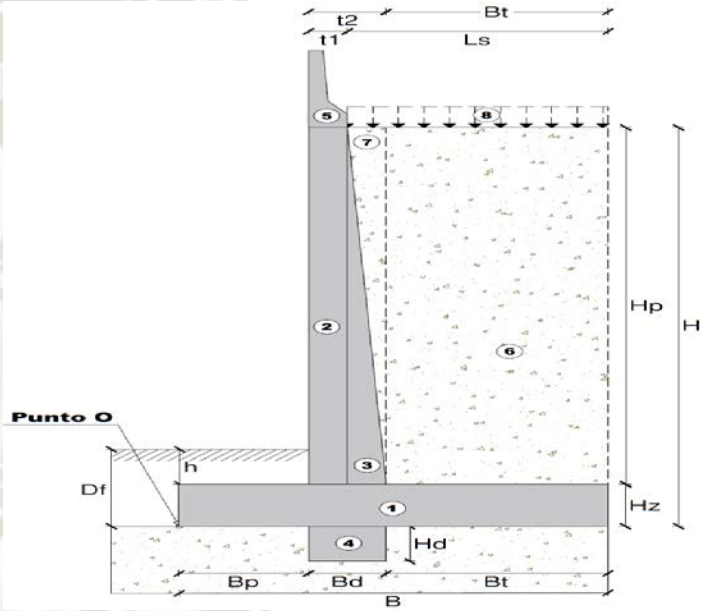
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	3.00 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	1.00 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.60 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.60 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.60 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.60 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	6.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.10 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	3.40 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.35 m
Altura de Pantalla	Hp =	5.40 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	4.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m
Talon de Zapata	Bt =	3.30 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.60 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	6.120	↓	2.125	13.005	↻	Zapata
2	3.240	↓	0.725	2.349	↻	Pantalla Rectangular
3	0.648	↓	0.883	0.572	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.725	0.335	↻	New Jersey
6	31.185	↓	2.600	81.081	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	0.473	↓	0.917	0.433	↻	Suelo Relleno Triangular
8	1.700	↓	2.550	4.335	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

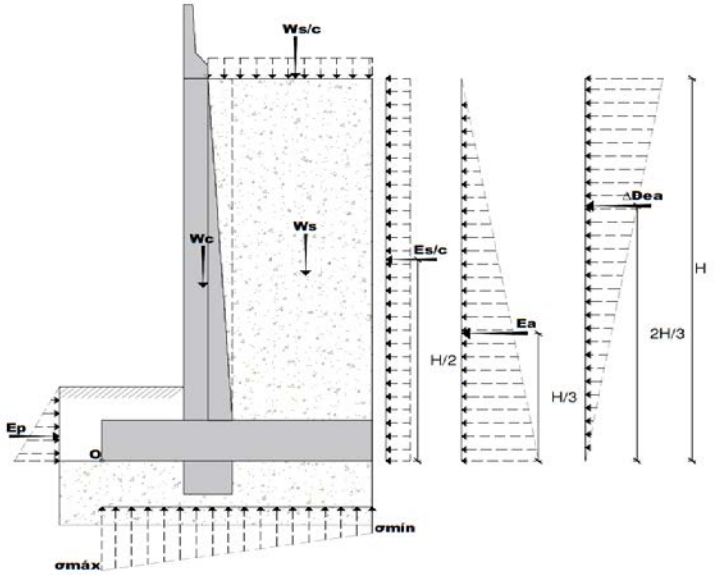
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	9.481	←	2.000	18.962	↶
E. Pasivo	3.518	→	0.367	1.290	↷
E. Sobrecarga	0.903	←	3.000	2.709	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	3.461	←	4.000	13.845	↶
F.Friccion	17.412	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.94 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.426

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	10.384	Tnf
∑ Fr=	20.929	Tnf
∑ Ma=	21.671	Tnf.m
∑ Mr=	103.400	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	12.942	Tnf
∑ Fr=	20.929	Tnf
∑ Ma=	32.807	Tnf.m
∑ Mr=	99.065	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

		1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento							
Fuerza Actuante	∑ Fa=	10.38	Tnf		∑ Fa=	12.94	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	20.93	Tnf		∑ Fr=	20.93	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.02		OK!	FSD =	1.62	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo							
Momento Actuante	∑ Ma=	21.67	Tnf.m		∑ Ma=	32.81	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	102.11	Tnf.m		∑ Mr=	99.07	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.71		OK!	FSV =	3.02	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones							
	Xr =	1.84	m		Xr =	1.57	m
	B/6 =	0.71	m		B/6 =	0.71	m
Excentricidad	e' =	0.29		OK!	e' =	0.55	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.45	kg/cm2		σ1 =	1.76	kg/cm2
	σ2 =	0.61	kg/cm2		σ2 =	0.22	kg/cm2
	σmáx =	1.45	kg/cm2		σmáx =	1.76	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	4.25 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	3.15 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.10 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.314
	Fqs =	1.301
	Fγs =	0.811

Factores de Profundidad (Hansen 1970)

Df/B = 0.26

Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1			
Fcd =	1.074	Fcd =	2.074	Fcd =	1.074
Fqd =	1.071	Fqd =	2.030	Fqd =	1.071
Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima

qúlt =	138.685	Tnf/m2
qúlt =	13.868	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	4.62	kg/cm2	σadm =	6.93	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.45	OK!	σmáx =	1.76	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	471.42 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.388 m	Kx	10.58 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	10.58 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	22.86 Tnf/m
1'	a	0.434 m	Kx	11.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.83 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.57 Tnf/m
2	a	0.388 m	Kx	21.16 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	21.16 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	45.73 Tnf/m
2'	a	0.434 m	Kx	23.67 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.67 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	51.15 Tnf/m
2"	a	0.411 m	Kx	22.41 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.41 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	48.44 Tnf/m
3	a	0.388 m	Kx	42.32 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	42.32 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	91.45 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.434 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	47.33 Tnf/m
Ky	47.33 Tnf/m
Kz	102.30 Tnf/m

3"	a	0.411 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	44.82 Tnf/m
Ky	44.82 Tnf/m
Kz	96.88 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.192
Load - relleno	9.450
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	3.160

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.019
D	0.350

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

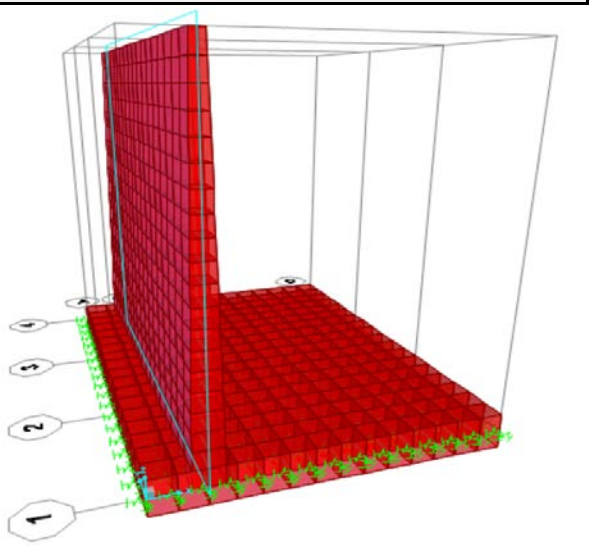
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
6.00	0.000	-0.0042
5.57	-0.086	-0.03283
5.14	-0.368	-0.17862
4.71	-0.817	-0.51569
4.29	-1.432	-1.10899
3.86	-2.215	-2.03674
3.43	-3.166	-3.36584
3.00	-4.287	-5.17334
2.57	-5.578	-7.53711
2.14	-7.039	-10.52692
1.71	-8.67	-14.22587
1.29	-10.468	-18.70186
0.86	-12.428	-24.02438
0.43	-14.544	-30.26334
0.00	-16.807	-37.46821

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.188 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.35 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.288 m
Altura de Pantalla	Hp =	5.40 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
6.00	0.000	0.004	0.188	0.00139	0.006	3.750
5.57	0.086	0.033	0.195	0.01049	0.045	3.858
5.14	0.368	0.179	0.202	0.05509	0.234	3.965
4.71	0.817	0.516	0.209	0.15395	0.654	4.073
4.29	1.432	1.109	0.216	0.32157	1.367	4.178
3.86	2.215	2.037	0.223	0.57479	2.443	4.285
3.43	3.166	3.366	0.231	0.92717	3.940	4.393
3.00	4.287	5.173	0.238	1.39527	5.930	4.500
2.57	5.578	7.537	0.245	1.99680	8.486	4.608
2.14	7.039	10.527	0.252	2.74904	11.683	4.715
1.71	8.670	14.226	0.259	3.67595	15.623	4.823
1.29	10.468	18.702	0.266	4.80558	20.424	4.928
0.86	12.428	24.024	0.273	6.16366	26.196	5.035
0.43	14.544	30.263	0.281	7.79635	33.134	5.143
0.00	16.807	37.468	0.288	9.75943	41.478	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250
0.00	0.000	0.000	0.288	0.00000	0.000	5.250

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.840 cm2
Espaciamiento	6.847	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	7.50	cm	Ø 3/4	@ 7.50 cm

M(2-2) máx.	37.468	tnf.m	a1	4.387 cm
M(2-2) corte var.	18.734	tnf.m	As	18.643 cm2

Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	15.23	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

As (utilizado)	18.93	cm2	a	4.455 cm

M(2-2) resistente 01	11.84 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	19.00 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

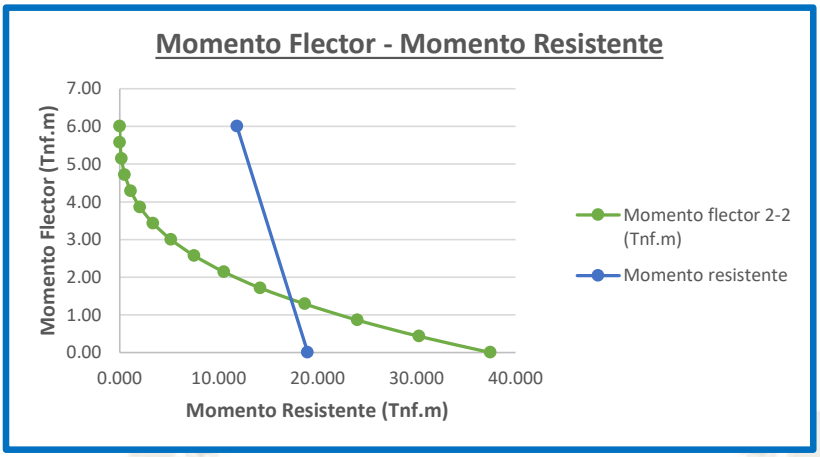
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	1.50 m
Lc - 02	0.23 m
Lt	1.73 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	24.57	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	5.67 cm2		d1	0.283 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	22.76	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

As (mín.)	6.33 cm2		d2	0.317 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	20.37	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

As (mín.)	7.00 cm2		d3	0.350 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	16.81 Tnf	
ØVc	18.79 Tnf	Ok

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	4.25 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.522 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	3.30 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.60 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	14.529 Tnf/m2
σmín. =	6.096 Tnf/m2

σ2-2 =	12.644 Tnf/m2
Mr =	45.08 Tnf.m
Mr (último) =	76.63 Tnf.m

M (diseño) =	26.45 Tnf.m
a =	3.25516
As =	13.83 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	9.45 Tnf/m
W(P. Prop.)	1.44 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	18.93 Tnf/m
Mact. (últim	103.08 Tnf.m

As (mín)	10.80 cm2

As (diseño)	13.83 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	14.38	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	10.80 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	9.91 Tnf	
ØVc	34.08 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	14.529 Tnf/m2
σmín. =	6.096 Tnf/m2

σ2-2 =	13.338 Tnf/m2
Mact =	2.54 Tnf.m
Mact. (último) =	4.32 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	4.32 Tnf.m
a =	0.518 cm
As =	2.20 cm2

As (mín) =	10.80 cm2

As (diseño)	2.20 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	10.80 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

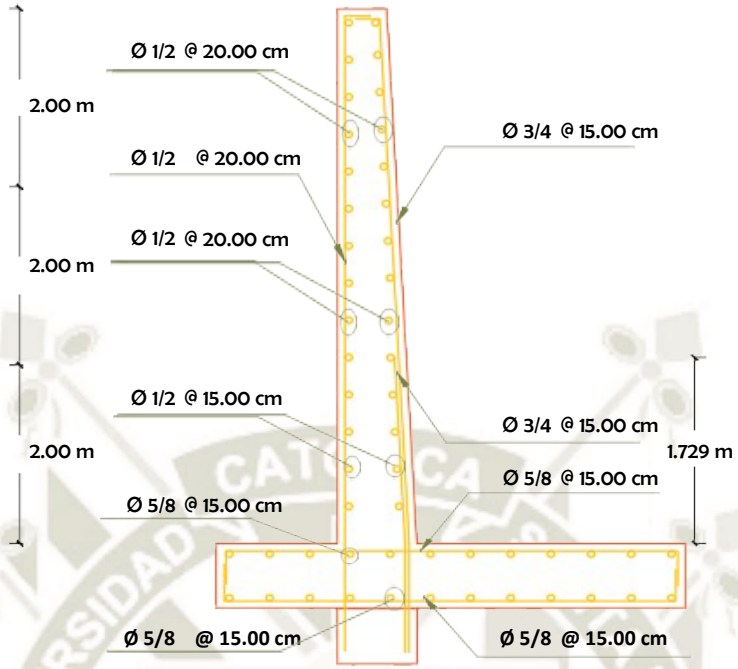
Vu	14.21 Tnf	
ØVc	34.08 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	L	H:	6.50 m

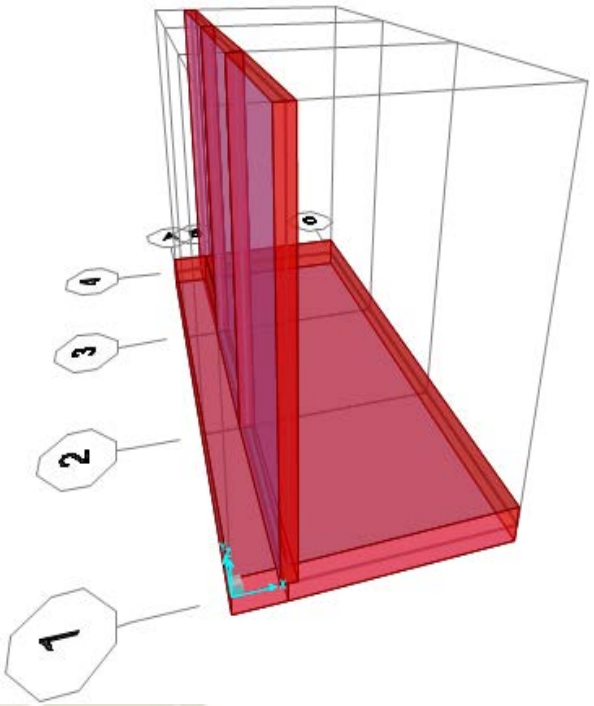
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

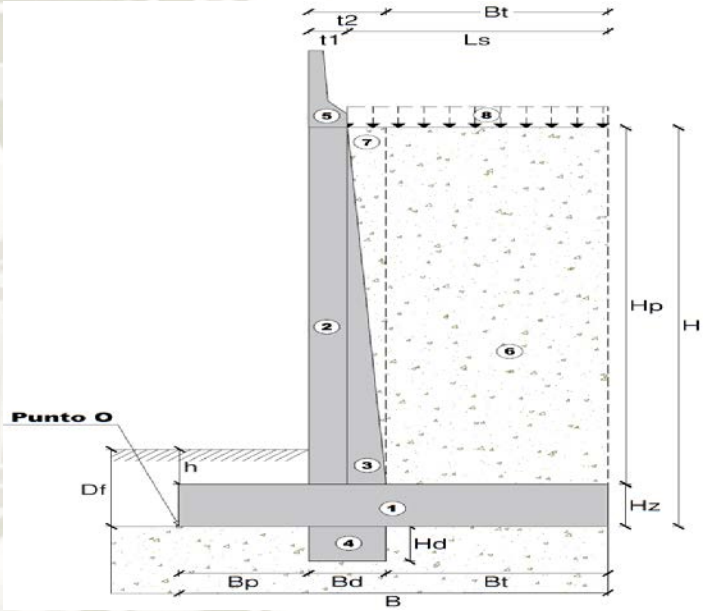
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	3.25 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	1.08 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.65 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.65 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.65 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.65 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	6.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.15 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	3.65 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.40 m
Altura de Pantalla	Hp =	5.85 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	4.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m
Talon de Zapata	Bt =	3.50 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.65 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	7.020	↓	2.250	15.795	↻	Zapata
2	3.510	↓	0.725	2.545	↻	Pantalla Rectangular
3	1.053	↓	0.900	0.948	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.725	0.335	↻	New Jersey
6	35.831	↓	2.750	98.536	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	0.768	↓	0.950	0.729	↻	Suelo Relleno Triangular
8	1.825	↓	2.675	4.882	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

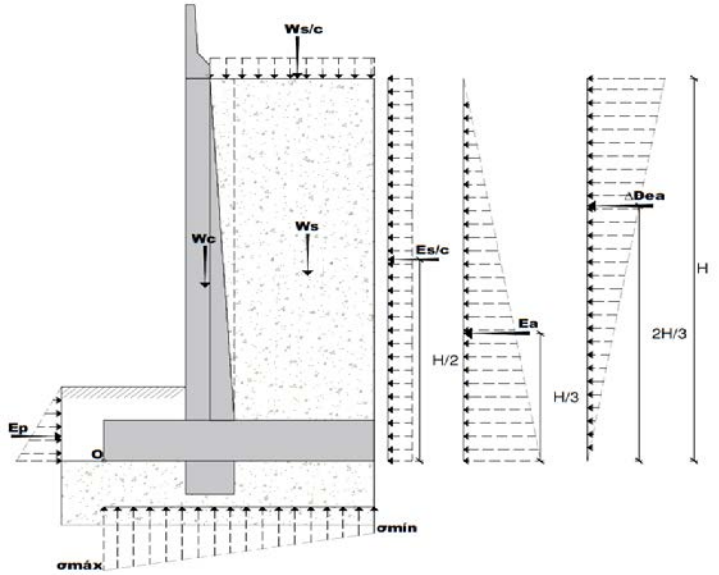
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	11.127	←	2.167	24.108	↶
E. Pasivo	3.845	→	0.383	1.474	↷
E. Sobrecarga	0.978	←	3.250	3.179	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	4.180	←	4.333	18.112	↶
F.Friccion	20.050	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.53 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.430

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	12.105	Tnf
∑ Fr=	23.895	Tnf
∑ Ma=	27.288	Tnf.m
∑ Mr=	125.243	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	15.307	Tnf
∑ Fr=	23.895	Tnf
∑ Ma=	42.220	Tnf.m
∑ Mr=	120.362	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	12.11	Tnf	∑ Fa=	15.31	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	23.89	Tnf	∑ Fr=	23.89	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.97	OK!	FSD =	1.56	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	27.29	Tnf.m	∑ Ma=	42.22	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	123.77	Tnf.m	∑ Mr=	120.36	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.54	OK!	FSV =	2.85	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.91	m	Xr =	1.61	m
	B/6 =	0.75	m	B/6 =	0.75	m
Excentricidad	e' =	0.34	OK!	e' =	0.64	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.63	kg/cm2	σ1 =	2.01	kg/cm2
	σ2 =	0.62	kg/cm2	σ2 =	0.15	kg/cm2
	σmáx =	1.63	kg/cm2	σmáx =	2.01	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	4.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	3.21 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.15 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.332
	Fqs =	1.319
	Fγs =	0.800

Factores de Profundidad (Hansen 1970)

Df/B = 0.26

Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1			
Fcd =	1.073	Fcd =	2.088	Fcd =	1.073
Fqd =	1.070	Fqd =	2.044	Fqd =	1.070
Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima

qúlt =	143.096	Tnf/m2
qúlt =	14.310	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	4.77	kg/cm2	σadm =	7.15	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.63	OK!	σmáx =	2.01	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	445.23 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.400 m	Ks	10.30 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	10.30 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	22.26 Tnf/m
1'	a	0.463 m	Ks	11.92 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.92 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.77 Tnf/m
2	a	0.400 m	Ks	20.60 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	20.60 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	44.52 Tnf/m
2'	a	0.463 m	Ks	23.85 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.85 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	51.53 Tnf/m
2"	a	0.432 m	Ks	22.22 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.22 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	48.03 Tnf/m
3	a	0.400 m	Ks	41.20 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	41.20 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	89.05 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.463 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	47.69 Tnf/m
Ky	47.69 Tnf/m
Kz	103.07 Tnf/m

3"	a	0.432 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	44.45 Tnf/m
Ky	44.45 Tnf/m
Kz	96.06 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.198
Load - relleno	10.238
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	3.424

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.026
D	0.400

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

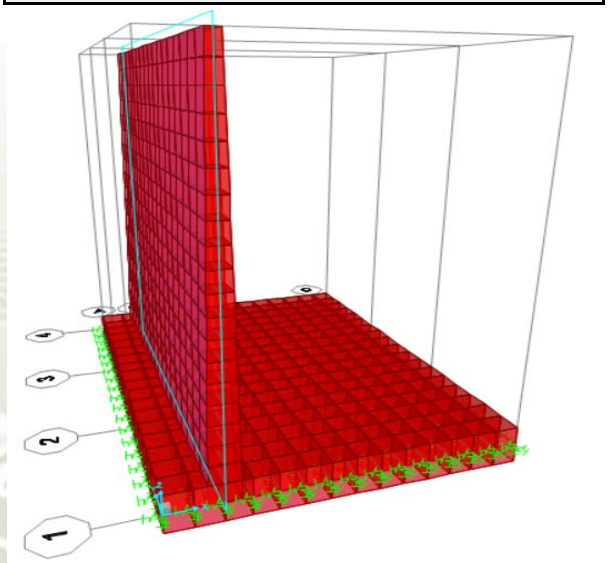
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
6.50	0.000	-0.00384
6.04	-0.095	-0.04052
5.57	-0.415	-0.22171
5.11	-0.93	-0.64031
4.64	-1.641	-1.38015
4.18	-2.55	-2.53903
3.71	-3.658	-4.20263
3.25	-4.966	-6.47062
2.79	-6.477	-9.44005
2.32	-8.192	-13.20511
1.86	-10.11	-17.87265
1.39	-12.229	-23.53272
0.93	-14.542	-30.27851
0.46	-17.037	-38.19335
0.00	-19.698	-47.34067

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.185 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.40 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.335 m
Altura de Pantalla	Hp =	5.85 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
6.50	0.000	0.004	0.185	0.00129	0.006	3.750
6.04	0.095	0.041	0.195	0.01292	0.055	3.909
5.57	0.415	0.222	0.206	0.06708	0.285	4.072
5.11	0.930	0.640	0.217	0.18474	0.785	4.231
4.64	1.641	1.380	0.228	0.38078	1.618	4.394
4.18	2.550	2.539	0.238	0.67319	2.861	4.553
3.71	3.658	4.203	0.249	1.07383	4.564	4.716
3.25	4.966	6.471	0.260	1.60089	6.804	4.875
2.79	6.477	9.440	0.270	2.26997	9.647	5.034
2.32	8.192	13.205	0.281	3.09496	13.154	5.197
1.86	10.110	17.873	0.292	4.10278	17.437	5.356
1.39	12.229	23.533	0.303	5.30770	22.558	5.519
0.93	14.542	30.279	0.313	6.74543	28.668	5.678
0.46	17.037	38.193	0.324	8.43651	35.855	5.841
0.00	19.698	47.341	0.335	10.43376	44.343	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	1	plg	As	5.100 cm2
Espaciamiento	11.5	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	10.00	cm	Ø1	@ 10.00 cm

M(2-2) máx.	47.341	tnf.m	a1	4.739 cm
M(2-2) corte var.	23.670	tnf.m	As	20.141 cm2

Ø (utilizar)	1	plg	As	5.10 cm2
Espaciamiento	25.32	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø1	@ 20.00 cm

As (utilizado)	25.5	cm2	a	6.000 cm

M(2-2) resistente 01	14.90 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	29.36 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

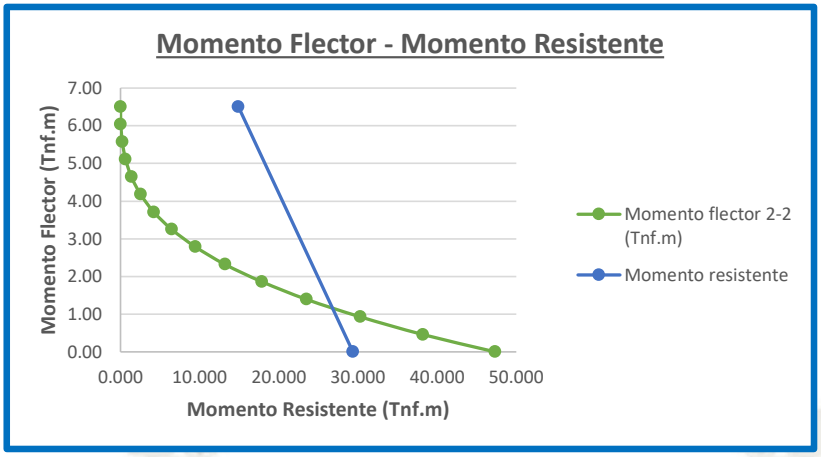
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	1.20 m
Lc - 02	0.30 m
Lt	1.50 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.5	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	6.00 cm2		d1	0.300 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.5	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

As (mín.)	7.00 cm2		d2	0.350 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	8.00 cm2		d3	0.400 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	16.13	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	19.70 Tnf	
ØVc	21.84 Tnf	Ok

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	4.50 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.570 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	3.50 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.65 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	16.274 Tnf/m2
σmín. =	6.157 Tnf/m2

σ2-2 =	14.026 Tnf/m2
Mr =	53.78 Tnf.m
Mr (último) =	91.42 Tnf.m

M (diseño) =	33.76 Tnf.m
a =	3.81136
As =	16.20 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	10.24 Tnf/m
W(P. Prop.)	1.56 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	20.44 Tnf/m
Mact. (últim	125.18 Tnf.m

As (mín)	11.70 cm2

As (diseño)	16.20 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	17.53	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

As (mín.)	11.70 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	17.01	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	11.49 Tnf	
ØVc	37.24 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	16.274 Tnf/m2
σmín. =	6.157 Tnf/m2

σ2-2 =	14.925 Tnf/m2
Mact =	2.85 Tnf.m
Mact. (último) =	4.84 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	4.84 Tnf.m
a =	0.531 cm
As =	2.26 cm2

As (mín) =	11.70 cm2

As (diseño)	2.26 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	17.01	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	11.70 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	17.01	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

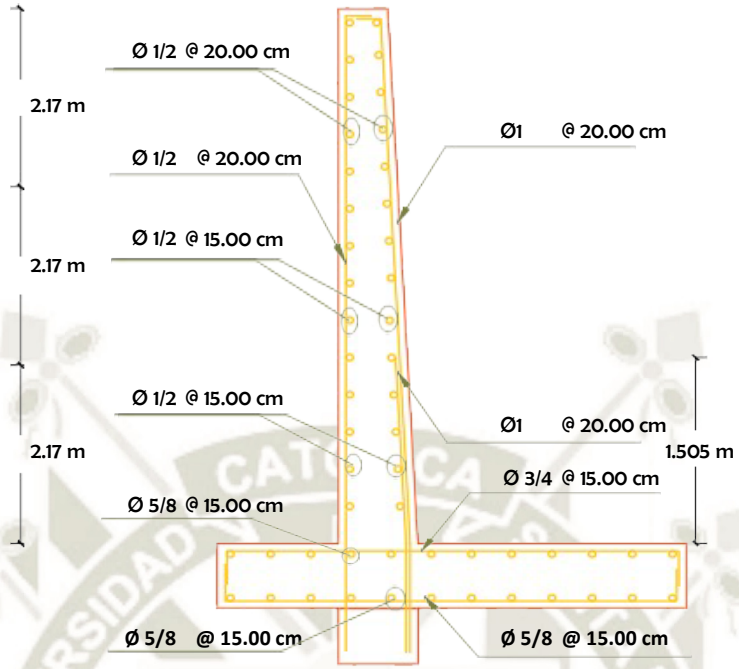
Vu	15.91 Tnf	
ØVc	37.24 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	M	H:	7.00 m

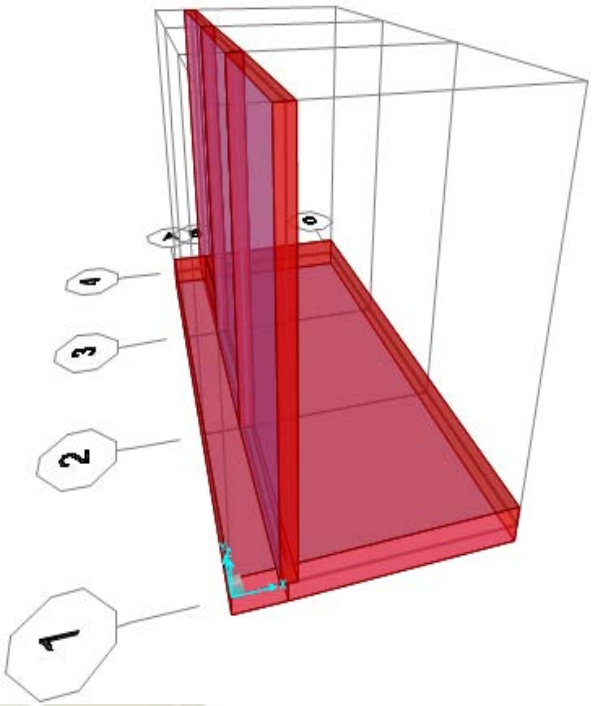
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

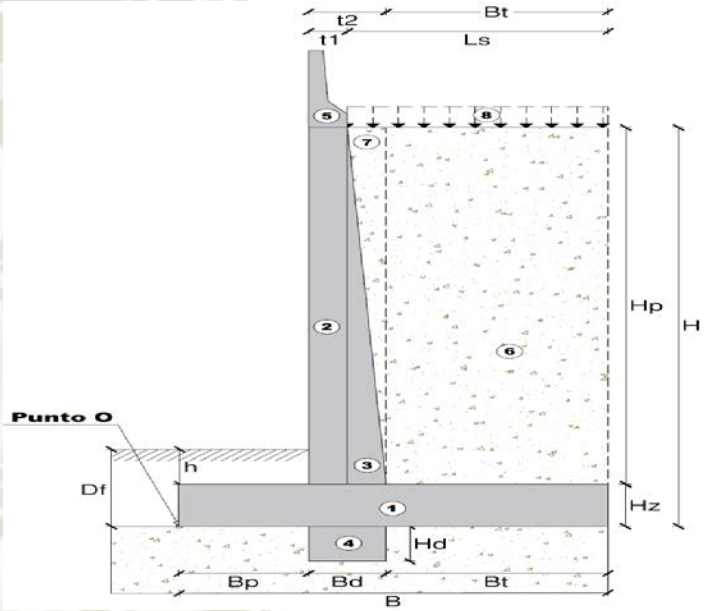
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	3.50 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	1.17 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.70 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.70 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.70 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.70 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	7.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.20 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	3.75 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.40 m
Altura de Pantalla	Hp =	6.30 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	4.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	3.60 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.70 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	7.980	↓	2.375	18.953	↻	Zapata
2	3.780	↓	0.875	3.308	↻	Pantalla Rectangular
3	1.134	↓	1.050	1.191	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.875	0.404	↻	New Jersey
6	39.690	↓	2.950	117.086	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	0.827	↓	1.100	0.910	↻	Suelo Relleno Triangular
8	1.875	↓	2.875	5.391	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

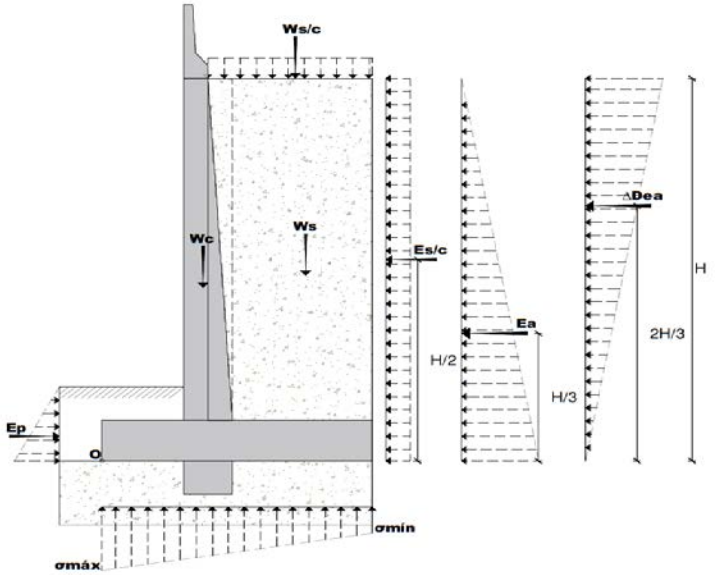
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	12.905	←	2.333	30.111	↶
E. Pasivo	4.186	→	0.400	1.675	↷
E. Sobrecarga	1.053	←	3.500	3.687	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	4.812	←	4.667	22.457	↶
F.Friccion	22.147	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.64 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.429

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	13.958	Tnf
∑ Fr=	26.334	Tnf
∑ Ma=	33.798	Tnf.m
∑ Mr=	148.915	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	17.717	Tnf
∑ Fr=	26.334	Tnf
∑ Ma=	52.568	Tnf.m
∑ Mr=	143.525	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	13.96	Tnf	∑ Fa=	17.72	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	26.33	Tnf	∑ Fr=	26.33	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.89	OK!	FSD =	1.49	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	33.80	Tnf.m	∑ Ma=	52.57	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	147.24	Tnf.m	∑ Mr=	143.52	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.36	OK!	FSV =	2.73	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.03	m	Xr =	1.69	m
	B/6 =	0.79	m	B/6 =	0.79	m
Excentricidad	e' =	0.34	OK!	e' =	0.69	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.68	kg/cm2	σ1 =	2.12	kg/cm2
	σ2 =	0.67	kg/cm2	σ2 =	0.15	kg/cm2
	σmáx =	1.68	kg/cm2	σmáx =	2.12	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	4.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	3.38 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.20 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.350
	Fqs =	1.336
	Fγs =	0.789

Factores de Profundidad (Hansen 1970)

Df/B = 0.25

Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1			
Fcd =	1.072	Fcd =	2.102	Fcd =	1.072
Fqd =	1.069	Fqd =	2.057	Fqd =	1.069
Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima

qúlt =	149.723	Tnf/m2
qúlt =	14.972	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	4.99	kg/cm2	σadm =	7.49	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.68	OK!	σmáx =	2.12	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	421.79 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.475 m	Kx	11.59 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.59 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.04 Tnf/m
1'	a	0.475 m	Kx	11.59 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.59 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.04 Tnf/m
2	a	0.475 m	Kx	23.18 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.18 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	50.09 Tnf/m
2'	a	0.475 m	Kx	23.18 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.18 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	50.09 Tnf/m
2"	a	0.475 m	Kx	23.18 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.18 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	50.09 Tnf/m
3	a	0.475 m	Kx	46.35 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	46.35 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	100.18 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.475 m	K_x	46.35 Tnf/m
	b	0.500 m	K_y	46.35 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K_z	100.18 Tnf/m

3"	a	0.475 m	K_x	46.35 Tnf/m
	b	0.500 m	K_y	46.35 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K_z	100.18 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.196
Load - relleno	11.025
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	3.687

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.024
D	0.400

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

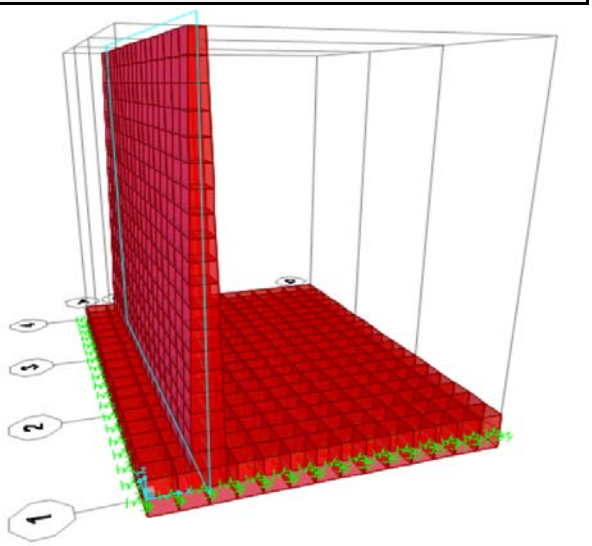
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
7.00	0.000	-0.00396
6.50	-0.104	-0.04844
6.00	-0.463	-0.26752
5.50	-1.048	-0.77656
5.00	-1.861	-1.68033
4.50	-2.902	-3.10028
4.00	-4.175	-5.1425
3.50	-5.682	-7.93567
3.00	-7.425	-11.59565
2.50	-9.407	-16.24944
2.00	-11.631	-22.02935
1.50	-14.095	-29.05698
1.00	-16.79	-37.44859
0.50	-19.701	-47.31293
0.00	-22.804	-58.71943

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.185 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.40 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.335 m
Altura de Pantalla	Hp =	6.30 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
7.00	0.000	0.004	0.185	0.00134	0.006	3.750
6.50	0.104	0.048	0.195	0.01544	0.066	3.911
6.00	0.463	0.268	0.206	0.08098	0.344	4.071
5.50	1.048	0.777	0.217	0.22418	0.953	4.232
5.00	1.861	1.680	0.227	0.46459	1.975	4.393
4.50	2.902	3.100	0.238	0.82454	3.504	4.554
4.00	4.175	5.143	0.249	1.32122	5.615	4.714
3.50	5.682	7.936	0.260	1.97819	8.407	4.875
3.00	7.425	11.596	0.270	2.81699	11.972	5.036
2.50	9.407	16.249	0.281	3.86499	16.426	5.196
2.00	11.631	22.029	0.292	5.15583	21.912	5.357
1.50	14.095	29.057	0.302	6.72847	28.596	5.518
1.00	16.790	37.449	0.313	8.63345	36.692	5.679
0.50	19.701	47.313	0.324	10.94094	46.499	5.839
0.00	22.804	58.719	0.335	13.74837	58.431	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000
0.00	0.000	0.000	0.335	0.00000	0.000	6.000

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	1	plg	As	5.100 cm2
Espaciamiento	8.728	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	7.50	cm	Ø1	@ 7.50 cm

M(2-2) máx.	58.719	tnf.m	a1	6.000 cm
M(2-2) corte var.	29.360	tnf.m	As	25.499 cm2

Ø (utilizar)	1	plg	As	5.10 cm2
Espaciamiento	20.00	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø1	@ 15.00 cm

As (utilizado)	34	cm2	a	8.000 cm

M(2-2) resistente 01	18.58 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	37.86 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

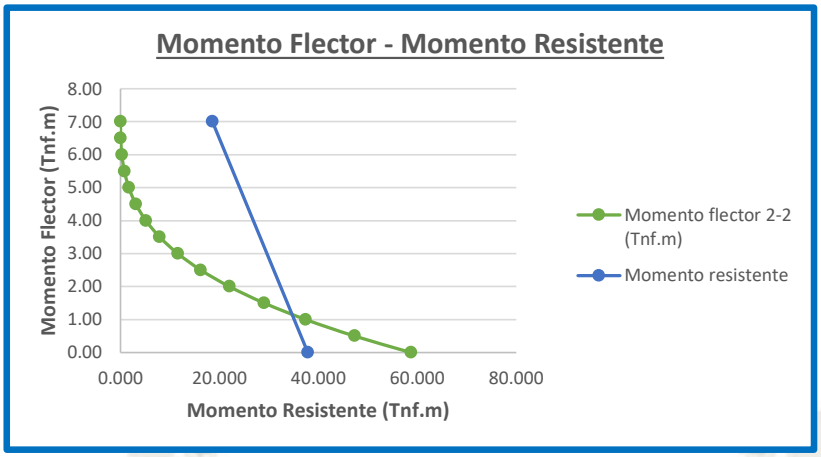
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	1.10 m
Lc - 02	0.30 m
Lt	1.40 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.5	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	6.00 cm2		d1	0.300 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.5	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

As (mín.)	7.00 cm2		d2	0.350 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	8.00 cm2		d3	0.400 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	16.13	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	22.80 Tnf	
ØVc	21.84 Tnf	Falla

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	4.75 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.620 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	3.60 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.70 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	16.778 Tnf/m2
σmín. =	6.695 Tnf/m2

σ2-2 =	14.337 Tnf/m2
Mr =	59.89 Tnf.m
Mr (último) =	101.81 Tnf.m

M (diseño) =	40.39 Tnf.m
a =	4.19360
As =	17.82 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	11.03 Tnf/m
W(P. Prop.)	1.68 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	21.94 Tnf/m
Mact. (últim	142.20 Tnf.m

As (mín)	12.60 cm2

As (diseño)	17.82 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	15.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

As (mín.)	12.60 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	15.79	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8	@ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	14.64 Tnf	
ØVc	40.51 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	16.778 Tnf/m2
σmín. =	6.695 Tnf/m2

σ2-2 =	15.186 Tnf/m2
Mact =	4.57 Tnf.m
Mact. (último) =	7.77 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	7.77 Tnf.m
a =	0.784 cm
As =	3.33 cm2

As (mín) =	12.60 cm2

As (diseño)	3.33 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	15.79	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8	@ 15.00 cm

As (mín.)	12.60 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	15.79	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8	@ 15.00 cm

Verificación de corte

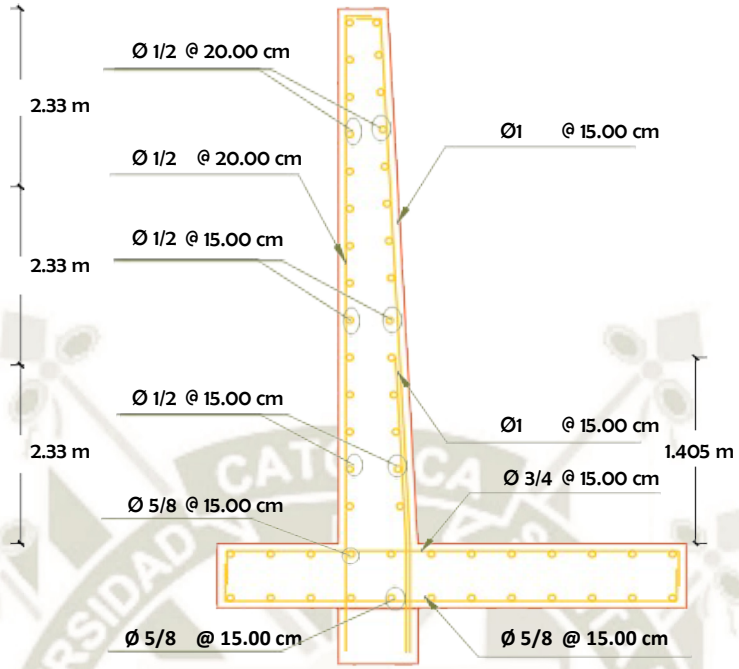
Vu	20.38 Tnf	
ØVc	40.51 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	N	H:	7.50 m

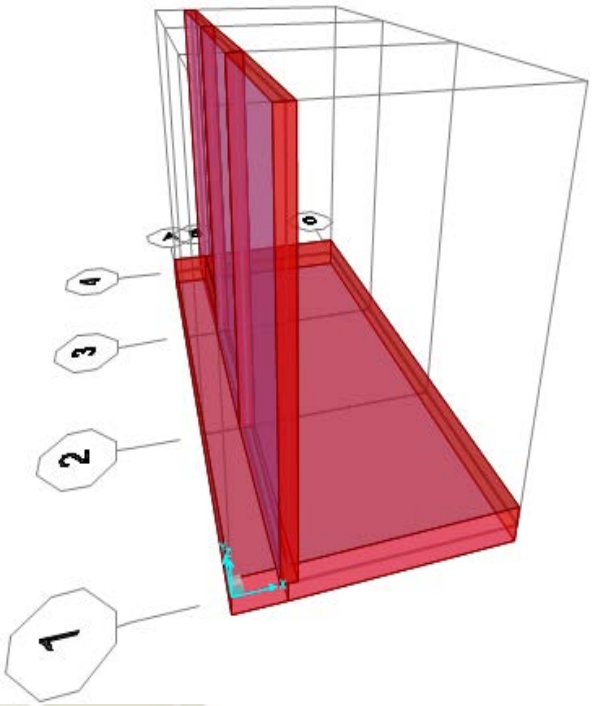
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

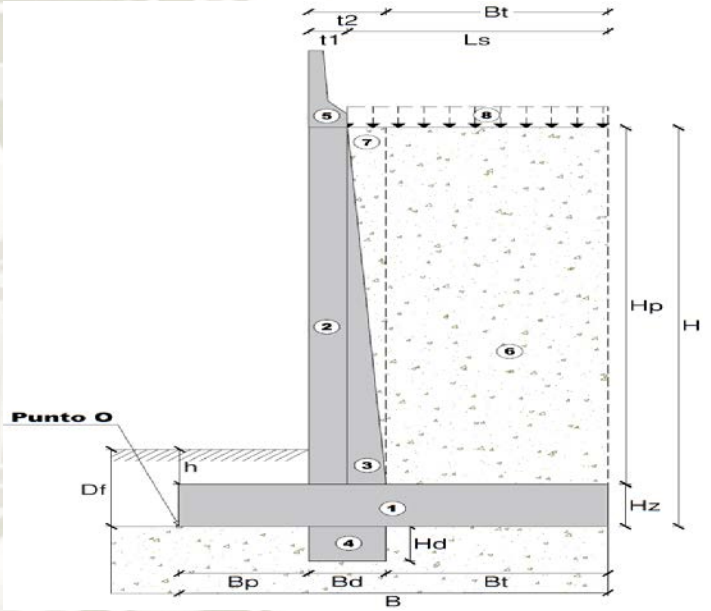
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	3.75 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	1.25 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.75 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.75 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.75 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.75 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	7.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.25 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	4.25 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.45 m
Altura de Pantalla	Hp =	6.75 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	5.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	4.05 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.75 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	9.450	↓	2.625	24.806	↻	Zapata
2	4.050	↓	0.875	3.544	↻	Pantalla Rectangular
3	1.620	↓	1.067	1.728	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.875	0.404	↻	New Jersey
6	47.841	↓	3.225	154.286	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	1.181	↓	1.133	1.339	↻	Suelo Relleno Triangular
8	2.125	↓	3.125	6.641	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

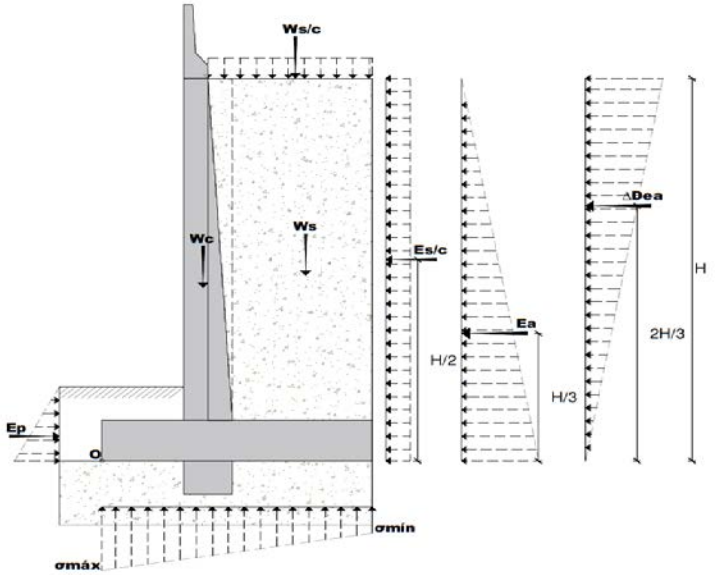
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	14.814	←	2.500	37.035	↶
E. Pasivo	4.542	→	0.417	1.893	↷
E. Sobrecarga	1.129	←	3.750	4.233	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	5.653	←	5.000	28.264	↶
F.Friccion	26.510	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.30 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.432

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	15.943	Tnf
∑ Fr=	31.052	Tnf
∑ Ma=	41.268	Tnf.m
∑ Mr=	194.640	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	20.467	Tnf
∑ Fr=	31.052	Tnf
∑ Ma=	65.299	Tnf.m
∑ Mr=	188.000	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	15.94	Tnf	∑ Fa=	20.47	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	31.05	Tnf	∑ Fr=	31.05	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.95	OK!	FSD =	1.52	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	41.27	Tnf.m	∑ Ma=	65.30	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	192.75	Tnf.m	∑ Mr=	188.00	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.67	OK!	FSV =	2.88	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.27	m	Xr =	1.90	m
	B/6 =	0.88	m	B/6 =	0.88	m
Excentricidad	e' =	0.35	OK!	e' =	0.73	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.79	kg/cm2	σ1 =	2.25	kg/cm2
	σ2 =	0.76	kg/cm2	σ2 =	0.21	kg/cm2
	σmáx =	1.79	kg/cm2	σmáx =	2.25	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	5.25 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	3.80 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.25 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.387
	Fqs =	1.372
	Fγs =	0.767

Factores de Profundidad (Hansen 1970)

Df/B = 0.24

Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1			
Fcd =	1.068	Fcd =	2.172	Fcd =	1.068
Fqd =	1.065	Fqd =	2.124	Fqd =	1.065
Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima

qúlt =	161.622	Tnf/m2
qúlt =	16.162	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	5.39	kg/cm2	σadm =	8.08	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.79	OK!	σmáx =	2.25	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	381.62 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.488 m	Ks	10.77 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	10.77 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	23.28 Tnf/m
1'	a	0.534 m	Ks	11.79 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.79 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.47 Tnf/m
2	a	0.488 m	Ks	21.54 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	21.54 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	46.56 Tnf/m
2'	a	0.534 m	Ks	23.57 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.57 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	50.95 Tnf/m
2"	a	0.511 m	Ks	22.56 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.56 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	48.75 Tnf/m
3	a	0.488 m	Ks	43.08 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	43.08 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	93.12 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.534 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	47.15 Tnf/m
Ky	47.15 Tnf/m
Kz	101.89 Tnf/m

3"	a	0.511 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	45.12 Tnf/m
Ky	45.12 Tnf/m
Kz	97.50 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.201
Load - relleno	11.813
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	3.950

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.030
D	0.450

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

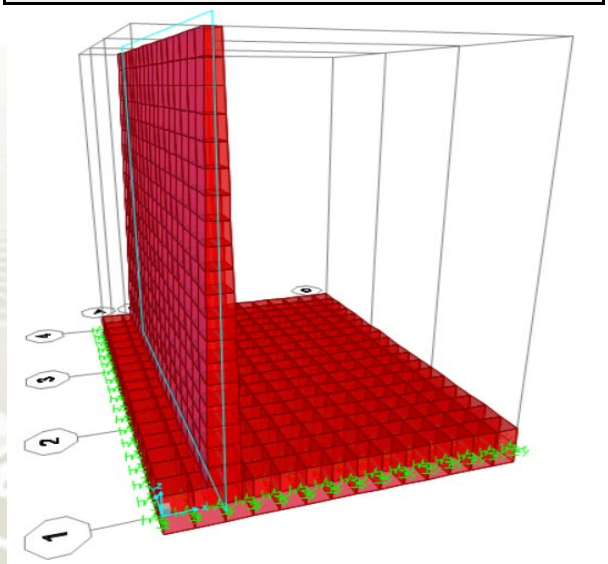
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
7.50	0.000	-0.00293
7.03	-0.095	-0.04175
6.56	-0.417	-0.22813
6.09	-0.937	-0.65567
5.63	-1.658	-1.41142
5.16	-2.579	-2.59378
4.69	-3.704	-4.2895
4.22	-5.034	-6.60302
3.75	-6.571	-9.6229
3.28	-8.319	-13.45816
2.81	-10.281	-18.21404
2.34	-12.459	-23.99223
1.88	-14.856	-30.91316
1.41	-17.466	-39.07371
0.94	-20.28	-48.57425
0.47	-23.279	-59.49734
0.00	-26.437	-71.89016

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.185 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.45 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.385 m
Altura de Pantalla	Hp =	6.75 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
7.50	0.000	0.003	0.185	0.00099	0.004	3.750
7.03	0.095	0.042	0.197	0.01319	0.056	3.938
6.56	0.417	0.228	0.210	0.06784	0.288	4.126
6.09	0.937	0.656	0.222	0.18444	0.784	4.314
5.63	1.658	1.411	0.234	0.37775	1.605	4.498
5.16	2.579	2.594	0.247	0.66255	2.816	4.686
4.69	3.704	4.290	0.260	1.05005	4.463	4.874
4.22	5.034	6.603	0.272	1.55518	6.610	5.062
3.75	6.571	9.623	0.285	2.18887	9.303	5.250
3.28	8.319	13.458	0.297	2.96757	12.612	5.438
2.81	10.281	18.214	0.310	3.90784	16.608	5.626
2.34	12.459	23.992	0.322	5.02737	21.366	5.814
1.88	14.856	30.913	0.334	6.35740	27.019	5.998
1.41	17.466	39.074	0.347	7.91111	33.622	6.186
0.94	20.280	48.574	0.360	9.72509	41.332	6.374
0.47	23.279	59.497	0.372	11.83683	50.307	6.562
0.00	26.437	71.890	0.385	14.29017	60.733	6.750
0.00	0.000	0.000	0.385	0.00000	0.000	6.750
0.00	0.000	0.000	0.385	0.00000	0.000	6.750
0.00	0.000	0.000	0.385	0.00000	0.000	6.750
0.00	0.000	0.000	0.385	0.00000	0.000	6.750

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	1	plg	As	5.100 cm2
Espaciamiento	8.397	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	7.50	cm	Ø1	@ 7.50 cm

M(2-2) máx.	71.890	tnf.m	a1	6.340 cm
M(2-2) corte var.	35.945	tnf.m	As	26.946 cm2

Ø (utilizar)	1	plg	As	5.10 cm2
Espaciamiento	18.93	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø1	@ 15.00 cm

As (utilizado)	34	cm2	a	8.000 cm

M(2-2) resistente 01	18.58 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	44.29 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

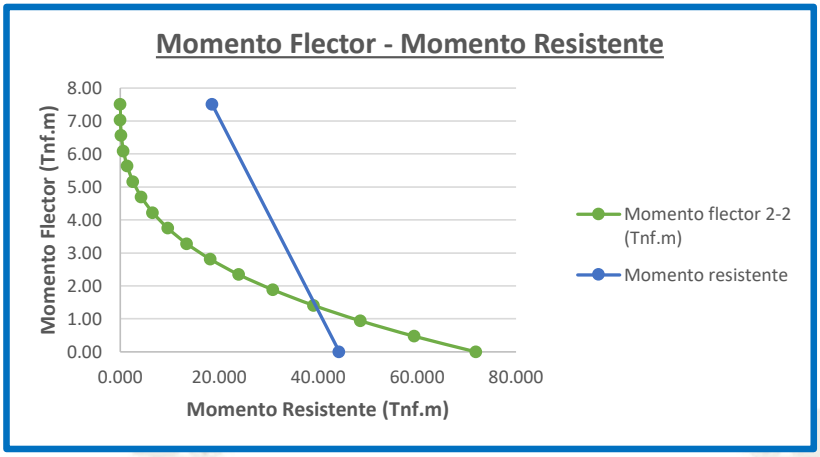
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	1.50 m
Lc - 02	0.30 m
Lt	1.80 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	29.48	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	25.00	cm	Ø 5/8	@ 25.00 cm

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	6.33 cm2		d1	0.317 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	20.37	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2	@ 20.00 cm

As (mín.)	7.67 cm2		d2	0.383 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	16.83	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2	@ 15.00 cm

As (mín.)	9.00 cm2		d3	0.450 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	14.33	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2	@ 15.00 cm

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	26.44 Tnf	
ØVc	25.11 Tnf	Falla

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	5.25 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.667 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	4.05 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.75 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	17.866 Tnf/m2
σmín. =	7.555 Tnf/m2

σ2-2 =	15.509 Tnf/m2
Mr =	83.70 Tnf.m
Mr (último) =	142.30 Tnf.m

M (diseño) =	50.03 Tnf.m
a =	4.84303
As =	20.58 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	11.81 Tnf/m
W(P. Prop.)	1.80 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	23.45 Tnf/m
Mact. (últim	192.33 Tnf.m

As (mín)	13.50 cm2

As (diseño)	20.58 cm2			
Ø (utilizar)	1	plg	As	5.10 cm2
Espaciamiento	24.78	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø1	@ 20.00 cm

As (mín.)	13.50 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	21.04	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 3/4	@ 20.00 cm

Verificación de corte

Vu	15.58 Tnf	
ØVc	43.56 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	17.866 Tnf/m2
σmín. =	7.555 Tnf/m2

σ2-2 =	16.393 Tnf/m2
Mact =	4.89 Tnf.m
Mact. (último) =	8.31 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	8.31 Tnf.m
a =	0.779 cm
As =	3.31 cm2

As (mín) =	13.50 cm2

As (diseño)	3.31 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	21.04	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 3/4	@ 20.00 cm

As (mín.)	13.50 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	21.04	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 3/4	@ 20.00 cm

Verificación de corte

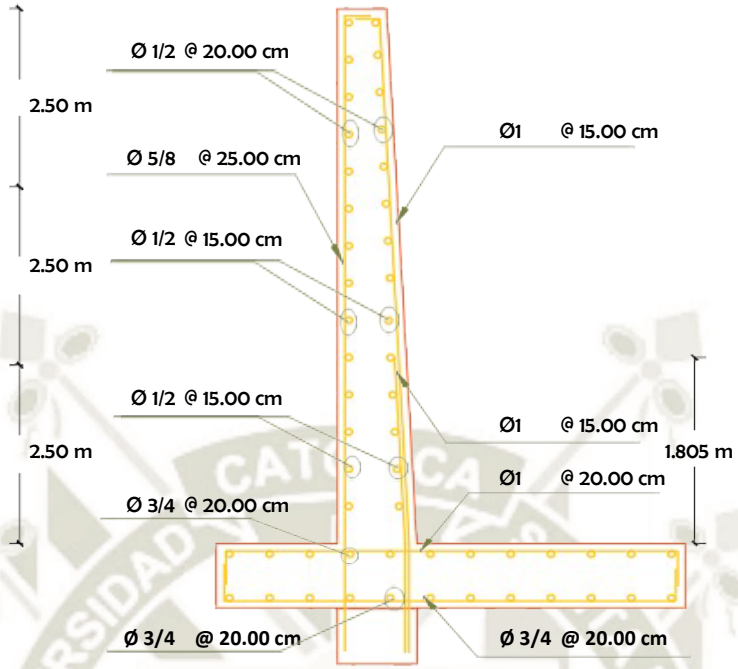
Vu	21.84 Tnf	
ØVc	43.56 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	O	H:	8.00 m

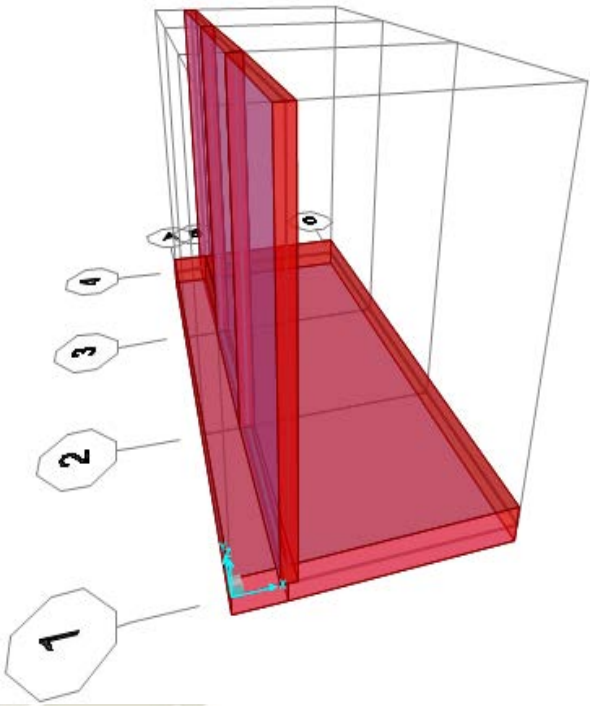
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

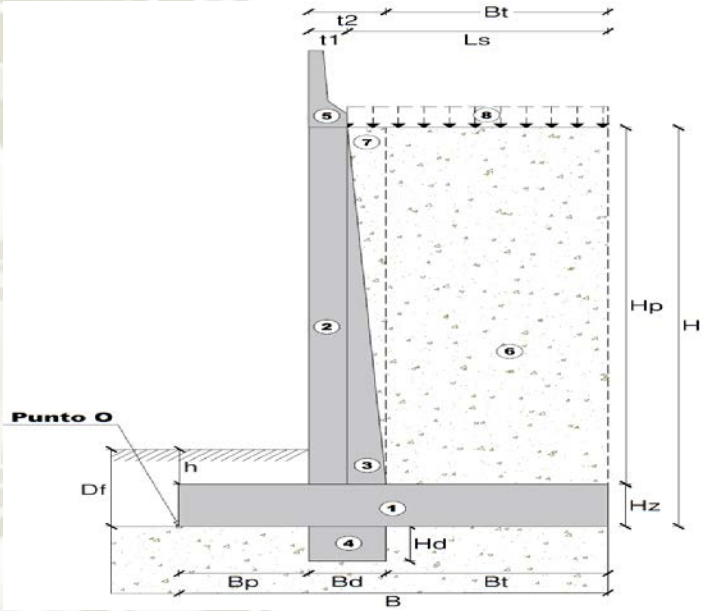
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	4.00 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	1.33 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.80 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.80 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.80 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.80 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	8.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.30 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	4.75 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.50 m
Altura de Pantalla	Hp =	7.20 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	5.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	4.50 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.80 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	11.040	↓	2.875	31.740	↻	Zapata
2	4.320	↓	0.875	3.780	↻	Pantalla Rectangular
3	2.160	↓	1.083	2.340	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.875	0.404	↻	New Jersey
6	56.700	↓	3.500	198.450	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	1.575	↓	1.167	1.838	↻	Suelo Relleno Triangular
8	2.375	↓	3.375	8.016	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

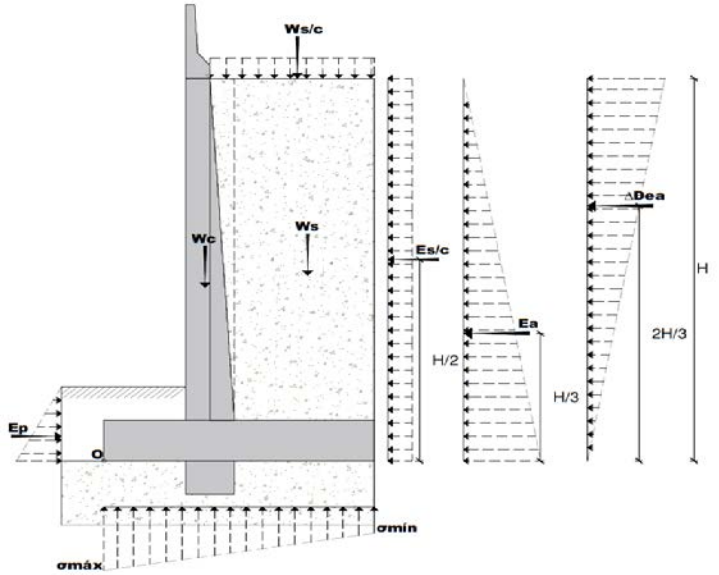
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	16.855	←	2.667	44.947	↶
E. Pasivo	4.913	→	0.433	2.129	↷
E. Sobrecarga	1.204	←	4.000	4.816	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	6.561	←	5.333	34.990	↶
F.Friccion	31.238	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.01 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.434

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	18.059	Tnf
∑ Fr=	36.152	Tnf
∑ Ma=	49.762	Tnf.m
∑ Mr=	248.696	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	23.416	Tnf
∑ Fr=	36.152	Tnf
∑ Ma=	79.937	Tnf.m
∑ Mr=	240.681	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	18.06	Tnf	∑ Fa=	23.42	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	36.15	Tnf	∑ Fr=	36.15	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.00	OK!	FSD =	1.54	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	49.76	Tnf.m	∑ Ma=	79.94	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	246.57	Tnf.m	∑ Mr=	240.68	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.95	OK!	FSV =	3.01	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.50	m	Xr =	2.11	m
	B/6 =	0.96	m	B/6 =	0.96	m
Excentricidad	e' =	0.37	OK!	e' =	0.77	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.90	kg/cm2	σ1 =	2.39	kg/cm2
	σ2 =	0.84	kg/cm2	σ2 =	0.26	kg/cm2
	σmáx =	1.90	kg/cm2	σmáx =	2.39	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	5.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	4.22 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.30 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.424
	Fqs =	1.407
	Fγs =	0.744

Factores de Profundidad (Hansen 1970)

Df/B = 0.23

Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1			
Fcd =	1.064	Fcd =	2.236	Fcd =	1.064
Fqd =	1.062	Fqd =	2.186	Fqd =	1.062
Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima

qúlt =	173.068	Tnf/m2
qúlt =	17.307	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	5.77	kg/cm2	σadm =	8.65	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.90	OK!	σmáx =	2.39	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	348.44 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.500 m	Kx	10.08 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	10.08 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	21.78 Tnf/m
1'	a	0.450 m	Kx	9.07 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.07 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	19.60 Tnf/m
2	a	0.500 m	Kx	20.15 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	20.15 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	43.55 Tnf/m
2'	a	0.450 m	Kx	18.14 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	18.14 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	39.20 Tnf/m
2"	a	0.475 m	Kx	19.15 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	19.15 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	41.38 Tnf/m
3	a	0.500 m	Kx	40.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	40.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	87.11 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.450 m	K_x	36.28 Tnf/m
	b	0.500 m	K_y	36.28 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K_z	78.40 Tnf/m

3"	a	0.475 m	K_x	38.29 Tnf/m
	b	0.500 m	K_y	38.29 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K_z	82.75 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.205
Load - relleno	12.600
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	4.214

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.035
D	0.500

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

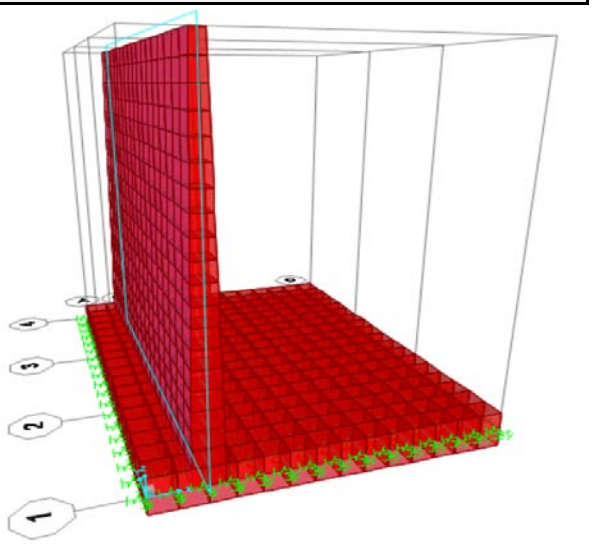
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
8.00	0.000	-0.00224
7.50	-0.103	-0.04952
7.00	-0.459	-0.27165
6.50	-1.042	-0.78171
6.00	-1.852	-1.68585
5.50	-2.89	-3.1026
5.00	-4.161	-5.13775
4.50	-5.665	-7.91676
4.00	-7.408	-11.54638
3.50	-9.393	-16.16284
3.00	-11.626	-21.88863
2.50	-14.114	-28.85705
2.00	-16.859	-37.21932
1.50	-19.859	-47.09916
1.00	-23.101	-58.63235
0.50	-26.557	-71.91337
0.00	-30.184	-87.00288

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.181 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.50 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.431 m
Altura de Pantalla	Hp =	7.20 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
8.00	0.000	0.002	0.181	0.00077	0.003	3.750
7.50	0.103	0.050	0.197	0.01565	0.067	3.984
7.00	0.459	0.272	0.213	0.07966	0.339	4.219
6.50	1.042	0.782	0.228	0.21414	0.910	4.453
6.00	1.852	1.686	0.244	0.43407	1.845	4.688
5.50	2.890	3.103	0.260	0.75507	3.209	4.922
5.00	4.161	5.138	0.275	1.18784	5.048	5.156
4.50	5.665	7.917	0.291	1.74710	7.425	5.391
4.00	7.408	11.546	0.306	2.44291	10.382	5.625
3.50	9.393	16.163	0.322	3.29230	13.992	5.859
3.00	11.626	21.889	0.338	4.31002	18.318	6.094
2.50	14.114	28.857	0.353	5.51465	23.437	6.328
2.00	16.859	37.219	0.369	6.93090	29.456	6.563
1.50	19.859	47.099	0.385	8.58144	36.471	6.797
1.00	23.101	58.632	0.400	10.49698	44.612	7.031
0.50	26.557	71.913	0.416	12.70758	54.007	7.266
0.00	30.184	87.003	0.431	15.24735	64.801	7.500
0.00	0.000	0.000	0.431	0.00000	0.000	7.500
0.00	0.000	0.000	0.431	0.00000	0.000	7.500
0.00	0.000	0.000	0.431	0.00000	0.000	7.500
0.00	0.000	0.000	0.431	0.00000	0.000	7.500

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	1	plg	As	5.100 cm2
Espaciamiento	7.87	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	7.50	cm	Ø1	@ 7.50 cm

M(2-2) máx.	87.003	tnf.m	a1	6.815 cm
M(2-2) corte var.	43.501	tnf.m	As	28.963 cm2

Ø (utilizar)	1	plg	As	5.10 cm2
Espaciamiento	17.61	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø1	@ 15.00 cm

As (utilizado)	34	cm2	a	8.000 cm

M(2-2) resistente 01	18.18 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	50.31 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

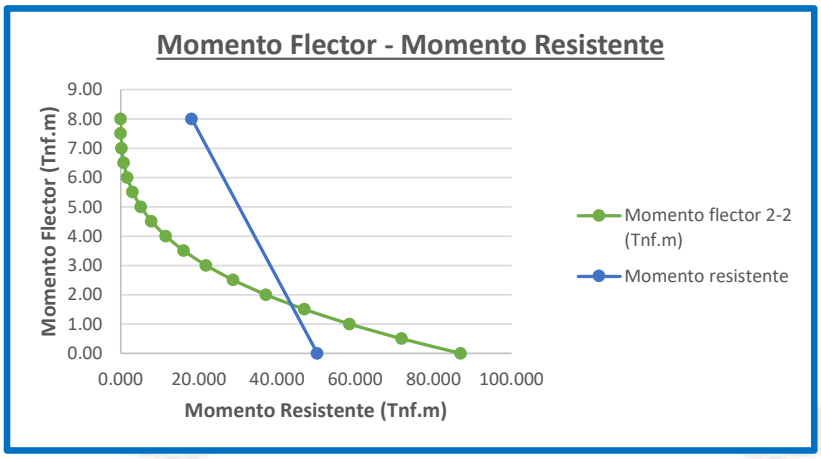
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	1.80 m
Lc - 02	0.30 m
Lt	2.10 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	26.53	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	25.00	cm	Ø 5/8 @ 25.00 cm	

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	6.67 cm2		d1	0.333 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	29.85	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	25.00	cm	Ø 5/8 @ 25.00 cm	

As (mín.)	8.33 cm2		d2	0.417 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	23.88	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

As (mín.)	10.00 cm2		d3	0.500 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	19.9	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	30.18 Tnf	
ØVc	28.16 Tnf	Falla

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	5.75 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.717 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	4.50 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.80 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	18.985 Tnf/m2
σmín. =	8.365 Tnf/m2

σ2-2 =	16.677 Tnf/m2
Mr =	112.75 Tnf.m
Mr (último) =	191.67 Tnf.m

M (diseño) =	61.03 Tnf.m
a =	5.50775
As =	23.41 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	12.60 Tnf/m
W(P. Prop.)	1.92 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	24.96 Tnf/m
Mact. (últim	252.70 Tnf.m

As (mín)	14.40 cm2

As (diseño)	23.41 cm2			
Ø (utilizar)	1	plg	As	5.10 cm2
Espaciamiento	21.79	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø1	@ 20.00 cm

As (mín.)	14.40 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	19.72	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	16.53 Tnf	
ØVc	46.83 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	18.985 Tnf/m2
σmín. =	8.365 Tnf/m2

σ2-2 =	17.600 Tnf/m2
Mact =	5.21 Tnf.m
Mact. (último) =	8.86 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	8.86 Tnf.m
a =	0.773 cm
As =	3.28 cm2

As (mín) =	14.40 cm2

As (diseño)	3.28 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	19.72	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

As (mín.)	14.40 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	19.72	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

Verificación de corte

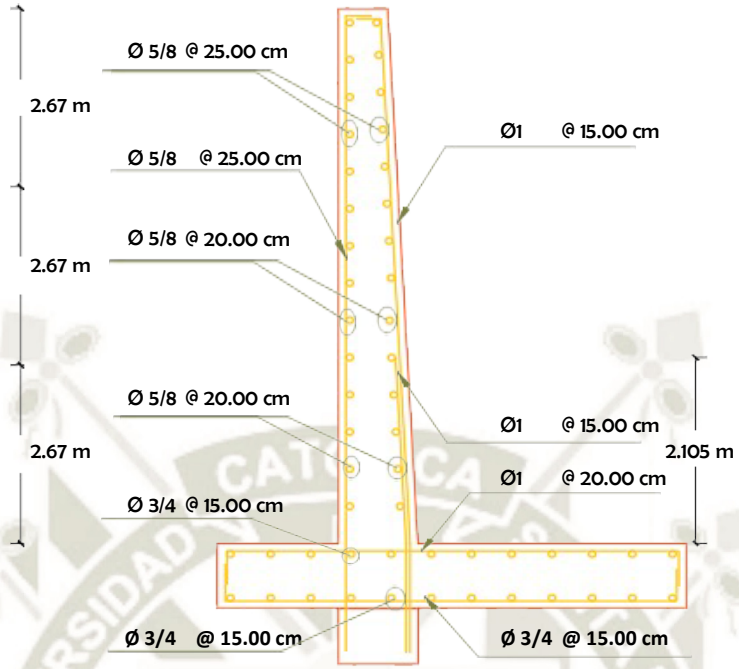
Vu	23.32 Tnf	
ØVc	46.83 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	P	H:	8.50 m

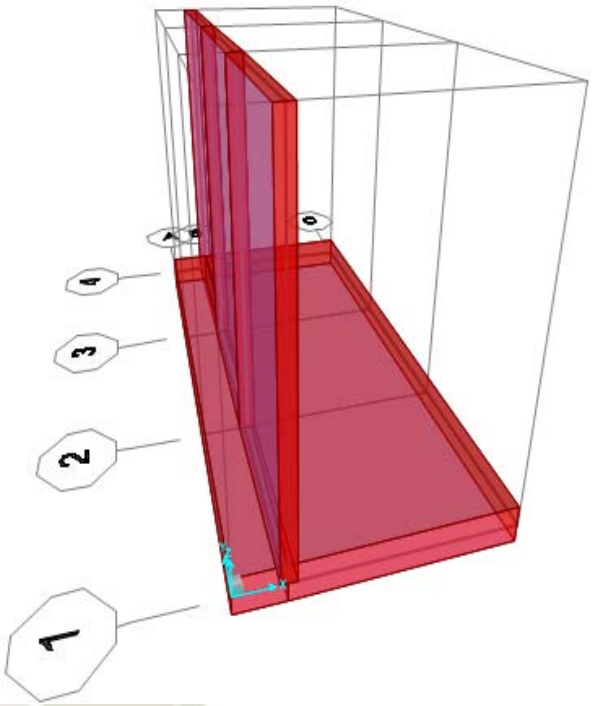
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

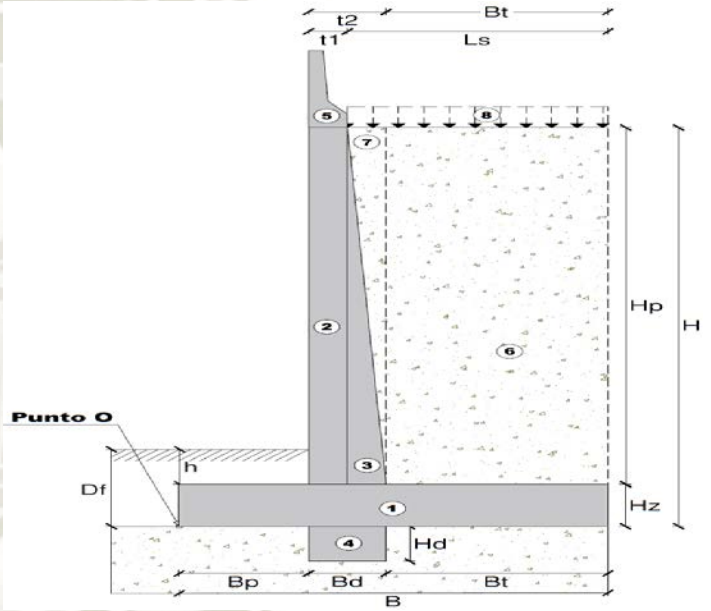
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	4.25 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	1.42 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.85 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.85 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.85 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.85 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	8.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.35 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	5.00 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.50 m
Altura de Pantalla	Hp =	7.65 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	6.00 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	4.75 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.85 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	12.240	↓	3.000	36.720	↻	Zapata
2	4.590	↓	0.875	4.016	↻	Pantalla Rectangular
3	2.295	↓	1.083	2.486	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.875	0.404	↻	New Jersey
6	63.591	↓	3.625	230.516	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	1.673	↓	1.167	1.952	↻	Suelo Relleno Triangular
8	2.500	↓	3.500	8.750	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

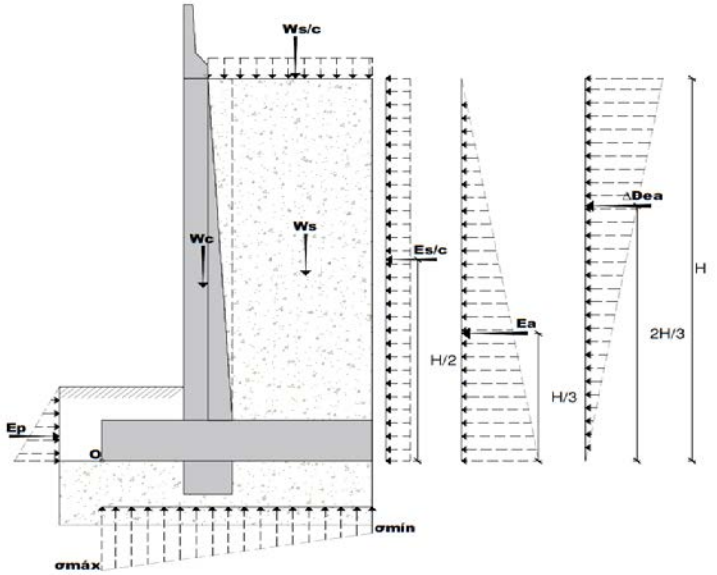
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	19.028	←	2.833	53.912	↶
E. Pasivo	5.298	→	0.450	2.384	↷
E. Sobrecarga	1.279	←	4.250	5.436	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	7.348	←	5.667	41.638	↶
F.Friccion	34.702	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.13 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.433

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	20.307	Tnf
∑ Fr=	40.001	Tnf
∑ Ma=	59.348	Tnf.m
∑ Mr=	287.229	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	26.376	Tnf
∑ Fr=	40.001	Tnf
∑ Ma=	95.550	Tnf.m
∑ Mr=	278.479	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	20.31	Tnf	∑ Fa=	26.38	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	40.00	Tnf	∑ Fr=	40.00	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.97	OK!	FSD =	1.52	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	59.35	Tnf.m	∑ Ma=	95.55	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	284.85	Tnf.m	∑ Mr=	278.48	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.80	OK!	FSV =	2.91	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.58	m	Xr =	2.16	m
	B/6 =	1.00	m	B/6 =	1.00	m
Excentricidad	e' =	0.42	OK!	e' =	0.84	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	2.07	kg/cm2	σ1 =	2.61	kg/cm2
	σ2 =	0.85	kg/cm2	σ2 =	0.22	kg/cm2
	σmáx =	2.07	kg/cm2	σmáx =	2.61	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	6.00 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	4.31 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.35 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.443
	Fqs =	1.425
	Fγs =	0.733

Factores de Profundidad (Hansen 1970)

Df/B = 0.23

Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1			
Fcd =	1.064	Fcd =	2.242	Fcd =	1.064
Fqd =	1.061	Fqd =	2.192	Fqd =	1.061
Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima

qúlt =	178.018	Tnf/m2
qúlt =	17.802	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	5.93	kg/cm2	σadm =	8.90	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	2.07	OK!	σmáx =	2.61	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	333.92 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.500 m	Kx	9.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.66 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	20.87 Tnf/m
1'	a	0.500 m	Kx	9.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.66 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	20.87 Tnf/m
2	a	0.500 m	Kx	19.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	19.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	41.74 Tnf/m
2'	a	0.500 m	Kx	19.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	19.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	41.74 Tnf/m
2"	a	0.500 m	Kx	19.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	19.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	41.74 Tnf/m
3	a	0.500 m	Kx	38.63 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	38.63 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	83.48 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.500 m	K_x	38.63 Tnf/m
	b	0.500 m	K_y	38.63 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K_z	83.48 Tnf/m

3"	a	0.500 m	K_x	38.63 Tnf/m
	b	0.500 m	K_y	38.63 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	K_z	83.48 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.203
Load - relleno	13.388
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	4.477

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.033
D	0.500

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

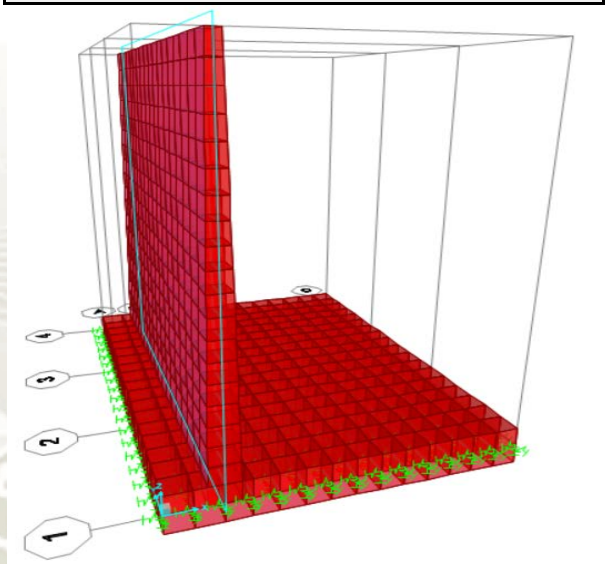
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
8.50	0.000	-0.00156
7.97	-0.111	-0.05775
7.44	-0.503	-0.31841
6.91	-1.149	-0.91831
6.38	-2.052	-1.98515
5.84	-3.214	-3.66047
5.31	-4.636	-6.07137
4.78	-6.322	-9.36707
4.25	-8.277	-13.6763
3.72	-10.508	-19.16141
3.19	-13.022	-25.96725
2.66	-15.827	-34.26574
2.13	-18.934	-44.23882
1.59	-22.341	-56.04998
1.06	-26.038	-69.8684
0.53	-29.987	-85.8177
0.00	-34.13	-103.96138

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.177 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.50 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.427 m
Altura de Pantalla	Hp =	7.65 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
8.50	0.000	0.002	0.177	0.00055	0.002	3.750
7.97	0.111	0.058	0.192	0.01871	0.080	3.984
7.44	0.503	0.318	0.208	0.09558	0.406	4.218
6.91	1.149	0.918	0.223	0.25732	1.094	4.451
6.38	2.052	1.985	0.239	0.52271	2.222	4.685
5.84	3.214	3.660	0.255	0.91015	3.868	4.924
5.31	4.636	6.071	0.270	1.43529	6.100	5.157
4.78	6.322	9.367	0.286	2.11648	8.995	5.391
4.25	8.277	13.676	0.302	2.96808	12.614	5.625
3.72	10.508	19.161	0.317	4.01349	17.057	5.859
3.19	13.022	25.967	0.333	5.27425	22.416	6.093
2.66	15.827	34.266	0.348	6.78160	28.822	6.326
2.13	18.934	44.239	0.364	8.57486	36.443	6.560
1.59	22.341	56.050	0.380	10.68715	45.420	6.799
1.06	26.038	69.868	0.395	13.19959	56.098	7.032
0.53	29.987	85.818	0.411	16.17874	68.760	7.266
0.00	34.130	103.961	0.427	19.72830	83.845	7.500
0.00	0.000	0.000	0.427	0.00000	0.000	7.500
0.00	0.000	0.000	0.427	0.00000	0.000	7.500
0.00	0.000	0.000	0.427	0.00000	0.000	7.500
0.00	0.000	0.000	0.427	0.00000	0.000	7.500

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	1 3/8	plg	As	10.060 cm2
Espaciamiento	12	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	10.00	cm	Ø1 3/8 @ 10.00 cm	

M(2-2) máx.	103.961	tnf.m	a1	8.413 cm
M(2-2) corte var.	51.981	tnf.m	As	35.756 cm2

Ø (utilizar)	1 3/8	plg	As	10.06 cm2
Espaciamiento	28.14	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø1 3/8 @ 20.00 cm	

As (utilizado)	50.3	cm2	a	11.835 cm

M(2-2) resistente 01	22.34 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	69.87 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

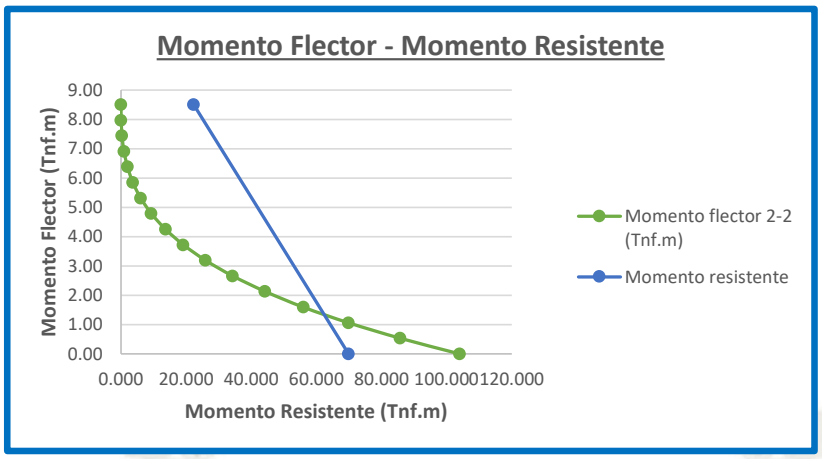
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	1.30 m
Lc - 02	0.42 m
Lt	1.72 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	26.53	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	25.00	cm	Ø 5/8 @ 25.00 cm	

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	6.67 cm2		d1	0.333 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	29.85	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	25.00	cm	Ø 5/8 @ 25.00 cm	

As (mín.)	8.33 cm2		d2	0.417 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	23.88	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

As (mín.)	10.00 cm2		d3	0.500 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	19.9	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	34.13 Tnf	
ØVc	27.85 Tnf	Falla

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	6.00 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.767 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	4.75 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.85 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	20.651 Tnf/m2
σmín. =	8.466 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	13.39 Tnf/m
W(P. Prop.)	2.04 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

σ2-2 =	18.113 Tnf/m2
Mr =	131.78 Tnf.m
Mr (último) =	224.03 Tnf.m

Wu	26.46 Tnf/m
Mact. (últim	298.56 Tnf.m

M (diseño) =	74.53 Tnf.m
a =	6.30518
As =	26.80 cm2

As (mín)	15.30 cm2

As (diseño)	26.80 cm2			
Ø (utilizar)	1	plg	As	5.10 cm2
Espaciamiento	19.03	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø1	@ 15.00 cm

As (mín.)	15.30 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	18.56	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	18.40 Tnf	
ØVc	50.09 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	20.651 Tnf/m2
σmín. =	8.466 Tnf/m2

Acero de Diseño	
M (diseño) =	9.63 Tnf.m
a =	0.785 cm
As =	3.34 cm2

σ2-2 =	19.128 Tnf/m2
Mact =	5.67 Tnf.m
Mact. (último) =	9.63 Tnf.m

As (mín) =	15.30 cm2

As (diseño)	3.34 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	18.56	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

As (mín.)	15.30 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	18.56	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

Verificación de corte

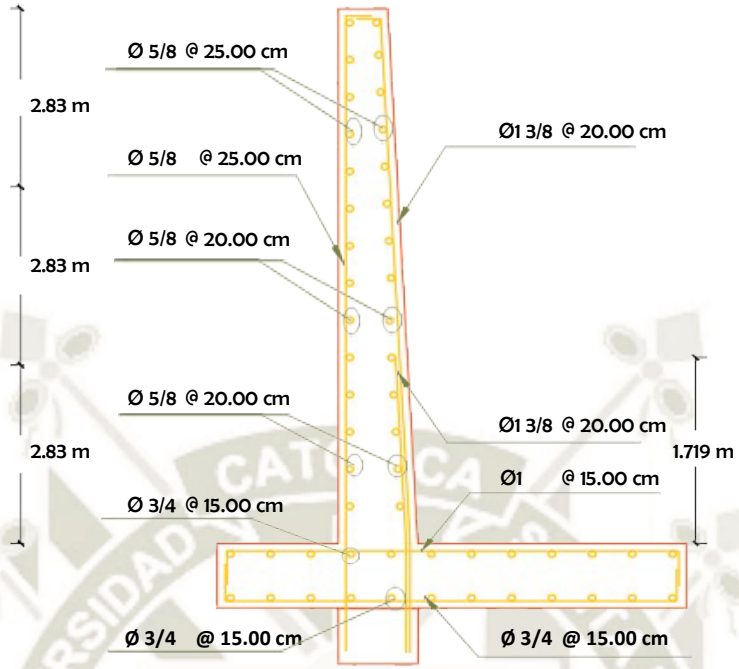
Vu	25.36 Tnf	
ØVc	50.09 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	Q	H:	9.00 m

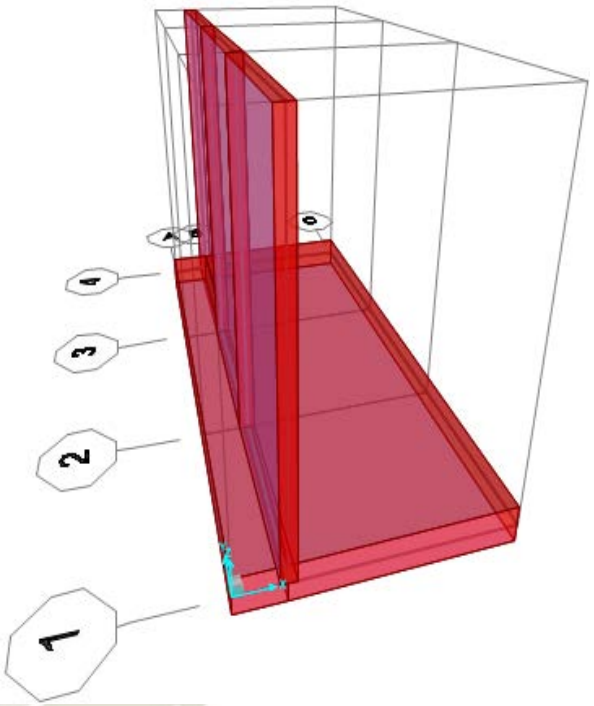
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

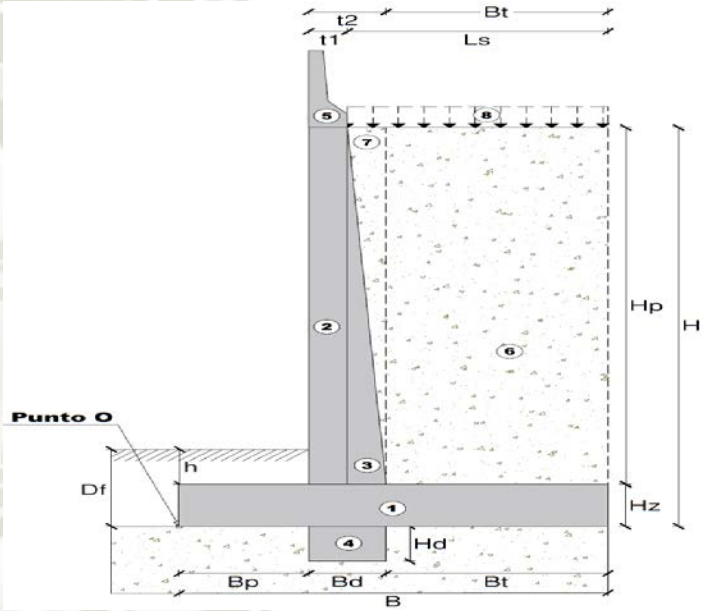
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	4.50 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	1.50 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.90 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.90 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.90 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.90 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	9.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.40 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	5.50 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.55 m
Altura de Pantalla	Hp =	8.10 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	6.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	5.20 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.90 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	14.040	↓	3.250	45.630	↻	Zapata
2	4.860	↓	0.875	4.253	↻	Pantalla Rectangular
3	2.916	↓	1.100	3.208	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.875	0.404	↻	New Jersey
6	73.710	↓	3.900	287.469	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	2.126	↓	1.200	2.552	↻	Suelo Relleno Triangular
8	2.750	↓	3.750	10.313	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

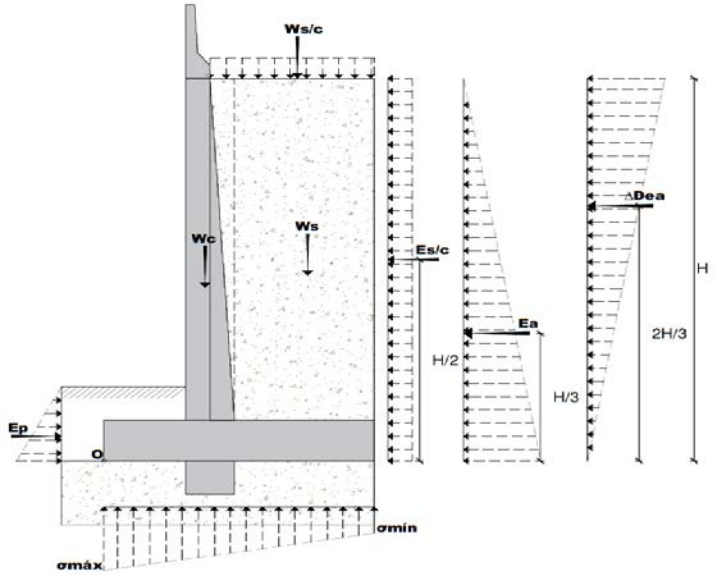
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	21.332	←	3.000	63.996	↶
E. Pasivo	5.698	→	0.467	2.659	↷
E. Sobrecarga	1.354	←	4.500	6.095	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	8.378	←	6.000	50.267	↶
F.Friccion	40.071	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	87.88 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.436

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	22.687	Tnf
∑ Fr=	45.769	Tnf
∑ Ma=	70.091	Tnf.m
∑ Mr=	356.486	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	29.710	Tnf
∑ Fr=	45.769	Tnf
∑ Ma=	114.263	Tnf.m
∑ Mr=	346.174	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	22.69	Tnf	∑ Fa=	29.71	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	45.77	Tnf	∑ Fr=	45.77	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.02	OK!	FSD =	1.54	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	70.09	Tnf.m	∑ Ma=	114.26	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	353.83	Tnf.m	∑ Mr=	346.17	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	5.05	OK!	FSV =	3.03	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.81	m	Xr =	2.36	m
	B/6 =	1.08	m	B/6 =	1.08	m
Excentricidad	e' =	0.44	OK!	e' =	0.89	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	2.18	kg/cm2	σ1 =	2.74	kg/cm2
	σ2 =	0.93	kg/cm2	σ2 =	0.27	kg/cm2
	σmáx =	2.18	kg/cm2	σmáx =	2.74	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	6.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	4.73 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.40 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.480
	Fqs =	1.460
	Fγs =	0.711

Factores de Profundidad (Hansen 1970)	Df/B =	0.22					
	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1				
	Fcd =	1.061	Fcd =	2.300		Fcd =	1.061
	Fqd =	1.059	Fqd =	2.247		Fqd =	1.059
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000		Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	188.999	Tnf/m2
	qúlt =	18.900	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	6.30	kg/cm2	σadm =	9.45	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	2.18	OK!	σmáx =	2.74	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	308.23 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.513 m	Kx	9.15 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.15 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	19.77 Tnf/m
1'	a	0.548 m	Kx	9.77 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.77 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	21.11 Tnf/m
2	a	0.513 m	Kx	18.29 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	18.29 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	39.53 Tnf/m
2'	a	0.548 m	Kx	19.54 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	19.54 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	42.23 Tnf/m
2"	a	0.531 m	Kx	18.91 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	18.91 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	40.88 Tnf/m
3	a	0.513 m	Kx	36.58 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	36.58 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	79.06 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.548 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	39.08 Tnf/m
Ky	39.08 Tnf/m
Kz	84.46 Tnf/m

3"	a	0.531 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	37.83 Tnf/m
Ky	37.83 Tnf/m
Kz	81.76 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.207
Load - relleno	14.175
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	4.740

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.037
D	0.550

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

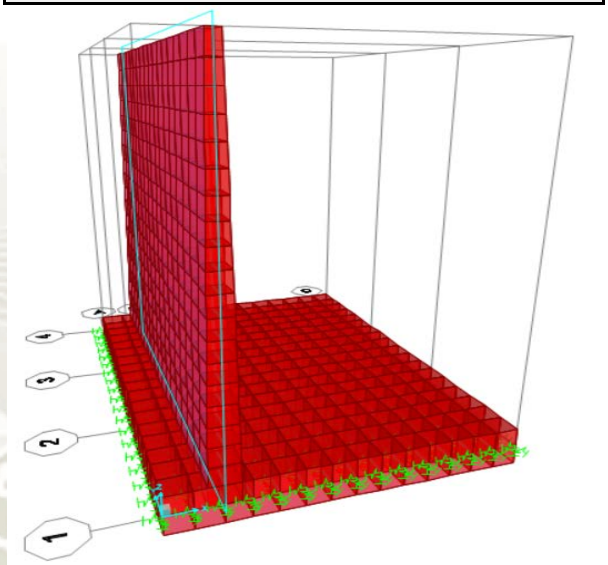
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
9.00	0.000	-0.00086
8.50	-0.102	-0.05015
8.00	-0.455	-0.27365
7.50	-1.034	-0.78269
7.00	-1.839	-1.68436
6.50	-2.873	-3.09526
6.00	-4.136	-5.12143
5.50	-5.633	-7.88489
5.00	-7.365	-11.49058
4.50	-9.337	-16.0701
4.00	-11.556	-21.72968
3.50	-14.029	-28.61783
3.00	-16.766	-36.86339
2.50	-19.774	-46.61425
2.00	-23.063	-58.04193
1.50	-26.628	-71.28144
1.00	-30.454	-86.48613
0.50	-34.499	-103.74768
0.00	-38.703	-123.10784

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.177 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.55 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.477 m
Altura de Pantalla	Hp =	8.10 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
9.00	0.000	0.001	0.177	0.00030	0.001	3.750
8.50	0.102	0.050	0.193	0.01615	0.069	4.000
8.00	0.455	0.274	0.210	0.08127	0.345	4.250
7.50	1.034	0.783	0.227	0.21597	0.918	4.500
7.00	1.839	1.684	0.243	0.43477	1.848	4.750
6.50	2.873	3.095	0.260	0.75193	3.196	5.000
6.00	4.136	5.121	0.277	1.17734	5.004	5.250
5.50	5.633	7.885	0.293	1.72390	7.327	5.500
5.00	7.365	11.491	0.310	2.40023	10.201	5.750
4.50	9.337	16.070	0.327	3.22104	13.689	6.000
4.00	11.556	21.730	0.343	4.19611	17.833	6.250
3.50	14.029	28.618	0.360	5.34515	22.717	6.500
3.00	16.766	36.863	0.377	6.68531	28.413	6.750
2.50	19.774	46.614	0.393	8.24019	35.021	7.000
2.00	23.063	58.042	0.410	10.04192	42.678	7.250
1.50	26.628	71.281	0.427	12.12127	51.515	7.500
1.00	30.454	86.486	0.443	14.52176	61.717	7.750
0.50	34.499	103.748	0.460	17.28786	73.473	8.000
0.00	38.703	123.108	0.477	20.47343	87.012	8.250
0.00	0.000	0.000	0.477	0.00000	0.000	8.250
0.00	0.000	0.000	0.477	0.00000	0.000	8.250

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	1 3/8	plg	As	10.060 cm2
Espaciamiento	11.56	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	10.00	cm	Ø1 3/8 @ 10.00 cm	

M(2-2) máx.	123.108	tnf.m	a1	8.862 cm
M(2-2) corte var.	61.554	tnf.m	As	37.664 cm2

Ø (utilizar)	1 3/8	plg	As	10.06 cm2
Espaciamiento	26.71	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø1 3/8 @ 20.00 cm	

As (utilizado)	50.3	cm2	a	11.835 cm

M(2-2) resistente 01	22.34 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	79.38 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

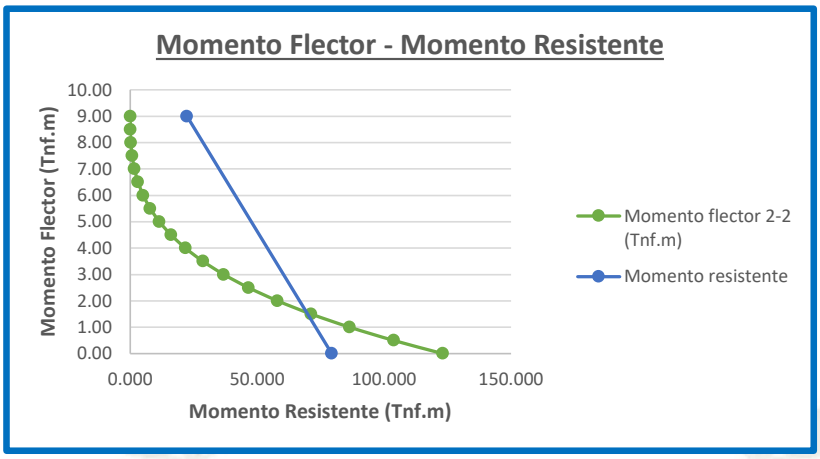
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	1.70 m
Lc - 02	0.42 m
Lt	2.12 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	24.12	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	7.00 cm2		d1	0.350 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	28.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	25.00	cm	Ø 5/8 @ 25.00 cm	

As (mín.)	9.00 cm2		d2	0.450 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	22.11	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

As (mín.)	11.00 cm2		d3	0.550 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.09	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	38.70 Tnf	
ØVc	31.12 Tnf	Falla

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	6.50 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.817 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	5.20 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.90 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	21.776 Tnf/m2
σmín. =	9.259 Tnf/m2

σ2-2 =	19.273 Tnf/m2
Mr =	170.31 Tnf.m
Mr (último) =	289.52 Tnf.m

M (diseño) =	88.65 Tnf.m
a =	7.05640
As =	29.99 cm2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	14.18 Tnf/m
W(P. Prop.)	2.16 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	27.97 Tnf/m
Mact. (últim	378.17 Tnf.m

As (mín)	16.20 cm2

As (diseño)	29.99 cm2			
Ø (utilizar)	1	plg	As	5.10 cm2
Espaciamiento	17.01	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø1	@ 15.00 cm

As (mín.)	16.20 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	17.53	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	19.34 Tnf	
ØVc	53.36 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	21.776 Tnf/m2
σmín. =	9.259 Tnf/m2

σ2-2 =	20.332 Tnf/m2
Mact =	5.99 Tnf.m
Mact. (último) =	10.18 Tnf.m

Acero de Diseño	
M (diseño) =	10.18 Tnf.m
a =	0.779 cm
As =	3.31 cm2

As (mín) =	16.20 cm2

As (diseño)	3.31 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	17.53	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

As (mín.)	16.20 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	17.53	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

Verificación de corte

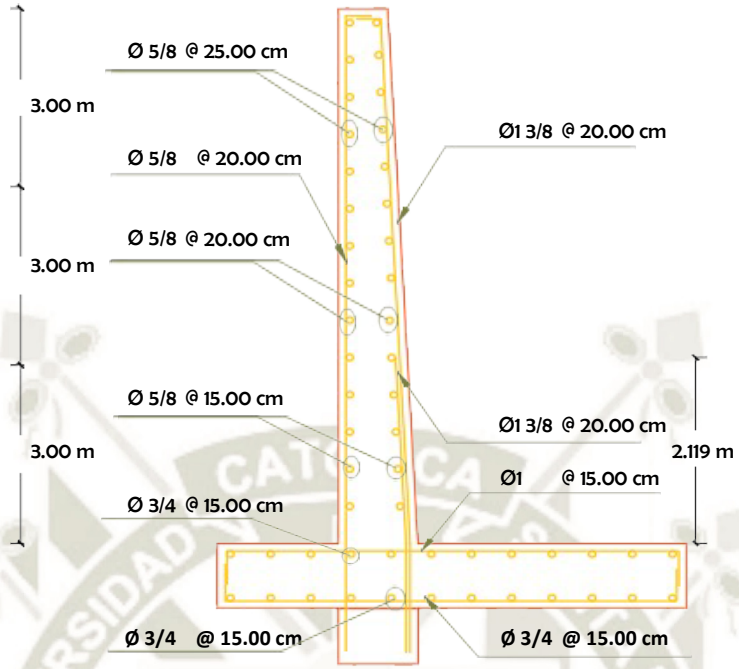
Vu	26.84 Tnf	
ØVc	53.36 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MURO EN VOLADIZO)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	R	H:	9.50 m

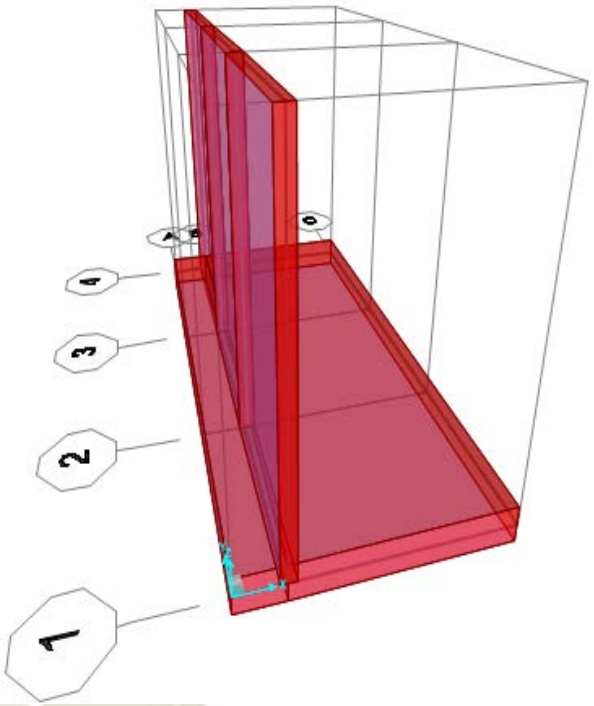
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO EN VOLADIZO



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

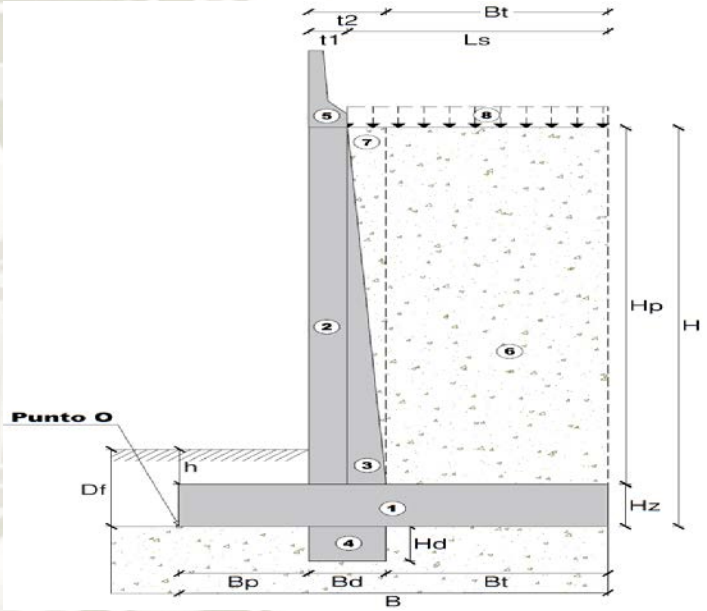
II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	4.75 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	1.58 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.95 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.95 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.95 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.95 m			

Grafico de Dimensiones



II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	9.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.45 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	5.75 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.60 m
Altura de Pantalla	Hp =	8.55 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	6.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	5.40 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.95 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m

II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	15.390	↓	3.375	51.941	↻	Zapata
2	5.130	↓	0.875	4.489	↻	Pantalla Rectangular
3	3.591	↓	1.117	4.010	↻	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↻	Dentellon
5	0.462	↓	0.875	0.404	↻	New Jersey
6	80.798	↓	4.050	327.230	↻	Suelo Relleno Rectangular
7	2.618	↓	1.233	3.229	↻	Suelo Relleno Triangular
8	2.875	↓	3.875	11.141	↻	Sobrecarga

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

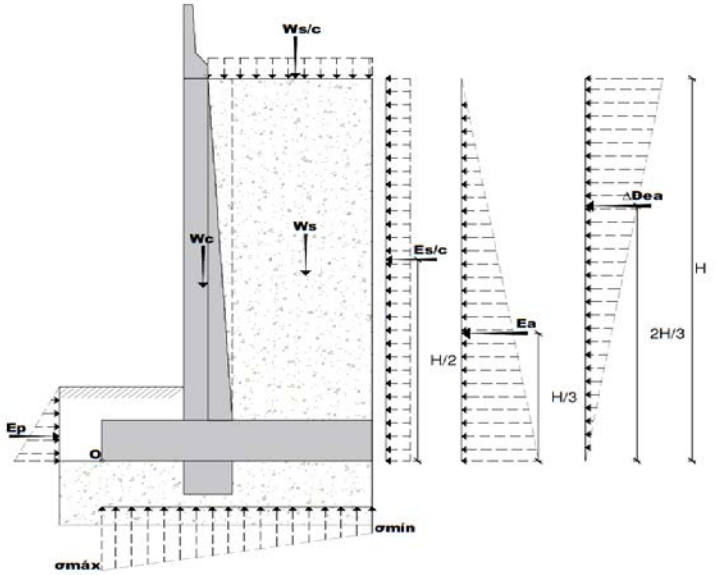
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	23.768	←	3.167	75.266	↶
E. Pasivo	6.112	→	0.483	2.954	↷
E. Sobrecarga	1.430	←	4.750	6.791	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	9.475	←	6.333	60.008	↶
F.Friccion	44.043	→			

Incremento Dinamico del Empuje Activo
Metodo de Mononobe-Okabe

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	87.66 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.438

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	25.198	Tnf
∑ Fr=	50.156	Tnf
∑ Ma=	82.057	Tnf.m
∑ Mr=	405.398	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	33.243	Tnf
∑ Fr=	50.156	Tnf
∑ Ma=	135.274	Tnf.m
∑ Mr=	394.258	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	25.20	Tnf	∑ Fa=	33.24	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	50.16	Tnf	∑ Fr=	50.16	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.99	OK!	FSD =	1.51	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	82.06	Tnf.m	∑ Ma=	135.27	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	402.44	Tnf.m	∑ Mr=	394.26	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.90	OK!	FSV =	2.91	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.89	m	Xr =	2.40	m
	B/6 =	1.13	m	B/6 =	1.13	m
Excentricidad	e' =	0.49	OK!	e' =	0.98	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	2.35	kg/cm2	σ1 =	2.99	kg/cm2
	σ2 =	0.93	kg/cm2	σ2 =	0.21	kg/cm2
	σmáx =	2.35	kg/cm2	σmáx =	2.99	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	6.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	4.80 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.45 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma (De Beer 1970)	Fcs =	1.498
	Fqs =	1.478
	Fγs =	0.700

Factores de Profundidad (Hansen 1970)

Df/B = 0.21

Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1			
Fcd =	1.061	Fcd =	2.303	Fcd =	1.061
Fqd =	1.059	Fqd =	2.250	Fqd =	1.059
Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Capacidad de Carga Ultima

qúlt =	193.361	Tnf/m2
qúlt =	19.336	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	6.45	kg/cm2	σadm =	9.67	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	2.35	OK!	σmáx =	2.99	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	296.82 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.525 m	Ks	9.01 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.01 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	19.48 Tnf/m
1'	a	0.475 m	Ks	8.15 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	8.15 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	17.62 Tnf/m
2	a	0.525 m	Ks	18.03 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	18.03 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	38.96 Tnf/m
2'	a	0.475 m	Ks	16.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	16.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	35.25 Tnf/m
2"	a	0.500 m	Ks	17.17 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	17.17 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	37.10 Tnf/m
3	a	0.525 m	Ks	36.05 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	36.05 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	77.91 Tnf/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3'	a	0.475 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	32.62 Tnf/m
Ky	32.62 Tnf/m
Kz	70.49 Tnf/m

3"	a	0.500 m
	b	0.500 m
	ϕ	32.50 °

Kx	34.33 Tnf/m
Ky	34.33 Tnf/m
Kz	74.20 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.210
Load - relleno	14.963
Load - sobrecarga	0.500
Load - sobrecarga	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	5.004

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.041
D	0.600

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

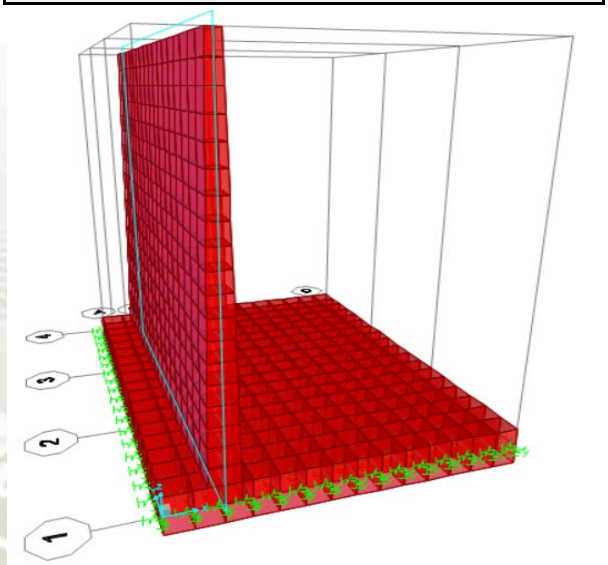
III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION

III.a DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCION

II.a.1. CARGAS EN LA PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN (SAP)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)
9.50	0	-0.00036
9.03	-0.095	-0.04473
8.55	-0.419	-0.24175
8.08	-0.947	-0.68606
7.60	-1.679	-1.47026
7.13	-2.617	-2.693
6.65	-3.761	-4.44607
6.18	-5.114	-6.83175
5.70	-6.678	-9.94027
5.23	-8.457	-13.88043
4.75	-10.455	-18.74097
4.28	-12.679	-24.64286
3.80	-15.135	-31.67649
3.33	-17.833	-39.98194
2.85	-20.783	-49.68211
2.38	-23.995	-60.90297
1.90	-27.473	-73.81654
1.43	-31.213	-88.53293
0.95	-35.192	-105.20209
0.48	-39.361	-123.88421
0.00	-43.653	-144.6109

Modelamiento en SAP 2000



III.a.2. DATOS DE ENTRADA

III.a.2.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concreto	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerzo	f'y =	4200.00	kg/cm2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.2.2 Condiciones para el diseño

III.a.2.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.177 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.60 m	Peralte Efectivo en Base de Pant	d2 =	0.527 m
Altura de Pantalla	Hp =	8.55 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.2.2.2. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal	ρh = 0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv = 0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.2.3 Diseño Estructural

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf.m)	d	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)
9.50	0.000	0.000	0.177	0.00013	0.001	3.750
9.03	0.095	0.045	0.194	0.01435	0.061	4.013
8.55	0.419	0.242	0.212	0.07122	0.303	4.275
8.08	0.947	0.686	0.229	0.18712	0.795	4.538
7.60	1.679	1.470	0.247	0.37386	1.589	4.800
7.13	2.617	2.693	0.264	0.64239	2.730	5.063
6.65	3.761	4.446	0.282	1.00034	4.251	5.325
6.18	5.114	6.832	0.299	1.45697	6.192	5.588
5.70	6.678	9.940	0.317	2.01830	8.578	5.850
5.23	8.457	13.880	0.334	2.69423	11.450	6.113
4.75	10.455	18.741	0.352	3.49054	14.835	6.375
4.28	12.679	24.643	0.369	4.41979	18.784	6.638
3.80	15.135	31.676	0.387	5.48908	23.329	6.900
3.33	17.833	39.982	0.404	6.71579	28.542	7.163
2.85	20.783	49.682	0.422	8.11513	34.489	7.425
2.38	23.995	60.903	0.439	9.70470	41.245	7.688
1.90	27.473	73.817	0.457	11.51317	48.931	7.950
1.43	31.213	88.533	0.474	13.56190	57.638	8.213
0.95	35.192	105.202	0.492	15.88540	67.513	8.475
0.48	39.361	123.884	0.509	18.50981	78.667	8.738
0.00	43.653	144.611	0.527	21.46671	91.234	9.000

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	1 3/8	plg	As	10.060 cm2
Espaciamiento	11.03	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	10.00	cm	Ø1 3/8 @ 10.00 cm	

M(2-2) máx.	144.611	tnf.m	a1	9.381 cm
M(2-2) corte var.	72.305	tnf.m	As	39.871 cm2

Ø (utilizar)	1 3/8	plg	As	10.06 cm2
Espaciamiento	25.23	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø1 3/8 @ 20.00 cm	

As (utilizado)	50.3	cm2	a	11.835 cm

M(2-2) resistente 01	22.34 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	88.88 Tnf.m

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

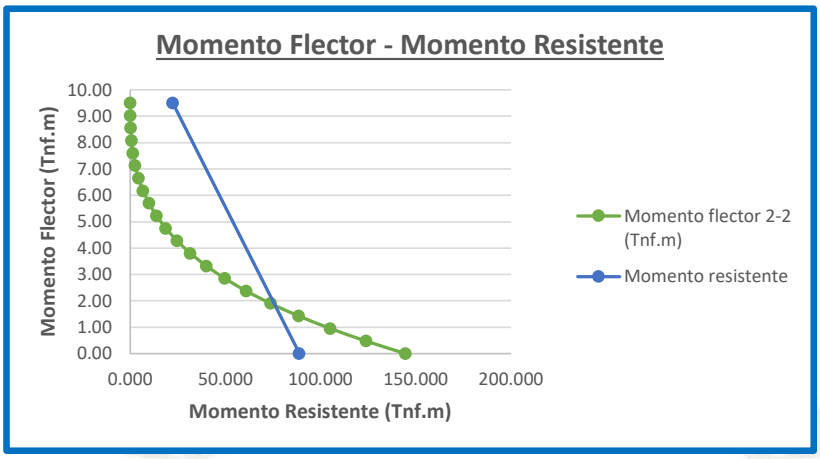
$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Lc - 01	1.90 m
Lc - 02	0.42 m
Lt	2.32 m

Acero mínimo vertical

Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	22.11	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

Acero mínimo horizontal

As (mín.)	7.33 cm2		d1	0.367 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	27.14	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	25.00	cm	Ø 5/8 @ 25.00 cm	

As (mín.)	9.67 cm2		d2	0.483 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	20.59	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

As (mín.)	12.00 cm2		d3	0.600 m
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	16.58	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

$$\emptyset Vc = \emptyset c * 0.53 * \sqrt{f'c} * b.d$$

Vu	43.65 Tnf	
ØVc	34.38 Tnf	Falla

III.b DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CONTENCION

III.b.1. Consideraciones para el Diseño

III.b.1.1. Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	6.75 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.867 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	5.40 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.95 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.b.1.2. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.b.1.3. Refuerzo Minimo (Cuantias)

Refuerzo Horizontal ρh = 0.0018 (Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.b.2. Diseño Estructural del Talon

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	23.506 Tnf/m2
σmín. =	9.342 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(Relleno)	14.96 Tnf/m
W(P. Prop.)	2.28 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

σ2-2 =	20.673 Tnf/m2
Mr =	191.28 Tnf.m
Mr (último) =	325.18 Tnf.m

Wu	29.48 Tnf/m
Mact. (últim	429.79 Tnf.m

M (diseño) =	104.62 Tnf.m
a =	7.86504
As =	33.43 cm2

As (mín)	17.10 cm2

As (diseño)	33.43 cm2			
Ø (utilizar)	1	plg	As	5.10 cm2
Espaciamiento	15.26	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø1	@ 15.00 cm

As (mín.)	17.10 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	16.61	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	21.41 Tnf	
ØVc	56.62 Tnf	Ok

III.b.3. Diseño Estructural del Pie

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	23.506 Tnf/m2
σmín. =	9.342 Tnf/m2

Acero de Diseño	
M (diseño) =	10.99 Tnf.m
a =	0.792 cm
As =	3.37 cm2

σ2-2 =	21.932 Tnf/m2
Mact =	6.46 Tnf.m
Mact. (último) =	10.99 Tnf.m

As (mín) =	17.10 cm2

As (diseño)	3.37 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	16.61	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

As (mín.)	17.10 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	16.61	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4	@ 15.00 cm

Verificación de corte

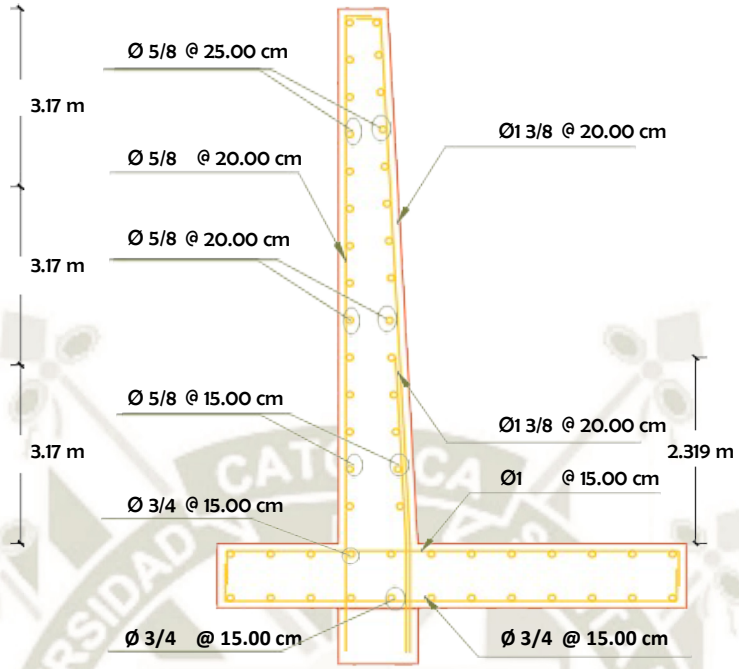
Vu	28.97 Tnf	
ØVc	56.62 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

III.c DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION - ESTABILIDAD , CAPACIDAD PORTANTE , DISEÑO ESTRUCTURAL
(MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

RESUMEN DE RESULTADOS - ESTABILIDAD Y CAPACIDAD PORTANTE

				Pantalla			Zapata				Dentellon		1° Caso: Condiciones Estaticas						2° Caso: Condiciones Dinamicas					
Item	Tipo de Muro	H (m)	Df (m)	t1 (m)	t2 (m)	Hp (m)	B (m)	Bp (m)	Bt (m)	Hz (m)	Bd (m)	Hd (m)	F.S. Desliz.	F.S. Volteo	e'<B/6	σ máx (kg/cm2)	σ adm (kg/cm2)	Verific.	F.S. Desliz.	F.S. Volteo	e'<B/6	σ máx (kg/cm2)	σ adm (kg/cm2)	Verific.
1.00	C	2.00	0.80	0.25	0.25	1.70	1.50	0.30	0.95	0.30			3.10	4.82	OK!	0.54	2.61	OK!	2.98	4.12	OK!	0.46	3.91	OK!
2.00	D	2.50	0.90	0.25	0.25	2.10	1.75	0.30	1.20	0.40			2.83	4.34	OK!	0.71	2.93	OK!	2.60	3.48	OK!	0.66	4.39	OK!
3.00	E	3.00	0.90	0.25	0.25	2.60	2.00	0.30	1.45	0.40			2.43	3.99	OK!	0.88	3.04	OK!	2.16	3.00	OK!	0.90	4.57	OK!
4.00	F	3.50	0.90	0.25	0.25	3.10	2.50	0.45	1.80	0.40			2.27	4.58	OK!	0.85	3.50	OK!	1.97	3.29	OK!	0.92	5.24	OK!
5.00	G	4.00	0.90	0.25	0.25	3.60	2.75	0.45	2.05	0.40			2.09	4.29	OK!	1.00	3.61	OK!	1.78	2.99	OK!	1.14	5.42	OK!
6.00	H	4.50	0.95	0.25	0.25	4.05	3.00	0.60	2.15	0.45			1.93	4.04	OK!	1.05	3.90	OK!	1.63	2.78	OK!	1.24	5.85	OK!
7.00	I	5.00	1.00	0.25	0.30	4.50	3.50	0.60	2.60	0.50			2.02	4.52	OK!	1.16	4.36	OK!	1.66	3.00	OK!	1.38	6.54	OK!
8.00	J	5.50	1.05	0.25	0.35	4.95	3.75	0.60	2.80	0.55			1.97	4.34	OK!	1.33	4.57	OK!	1.59	2.80	OK!	1.62	6.85	OK!
9.00	K	6.00	1.10	0.25	0.35	5.40	4.25	0.60	3.30	0.60			2.03	4.72	OK!	1.44	5.01	OK!	1.63	3.03	OK!	1.74	7.51	OK!
10.00	L	6.50	1.15	0.25	0.40	5.85	4.50	0.60	3.50	0.65			1.99	4.54	OK!	1.61	5.21	OK!	1.57	2.86	OK!	1.98	7.82	OK!
11.00	M	7.00	1.20	0.25	0.40	6.30	4.75	0.75	3.60	0.70			1.90	4.37	OK!	1.66	5.49	OK!	1.50	2.74	OK!	2.08	8.23	OK!
12.00	N	7.50	1.25	0.25	0.45	6.75	5.25	0.75	4.05	0.75			1.97	4.68	OK!	1.77	5.90	OK!	1.53	2.89	OK!	2.22	8.85	OK!
13.00	O	8.00	1.30	0.25	0.50	7.20	5.50	0.75	4.25	0.80			1.94	4.54	OK!	1.94	6.10	OK!	1.49	2.76	OK!	2.46	9.15	OK!
14.00	P	8.50	1.35	0.25	0.50	7.65	6.00	0.75	4.75	0.85			1.99	4.81	OK!	2.05	6.50	OK!	1.53	2.92	OK!	2.57	9.74	OK!
15.00	Q	9.00	1.40	0.25	0.55	8.10	6.50	0.75	5.20	0.90			2.04	5.06	OK!	2.16	6.87	OK!	1.56	3.03	OK!	2.70	10.31	OK!
16.00	R	9.50	1.45	0.25	0.60	8.55	6.75	0.75	5.40	0.95			2.01	4.91	OK!	2.33	7.06	OK!	1.52	2.92	OK!	2.94	10.60	OK!

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"**
Fecha:	**Nov-19**

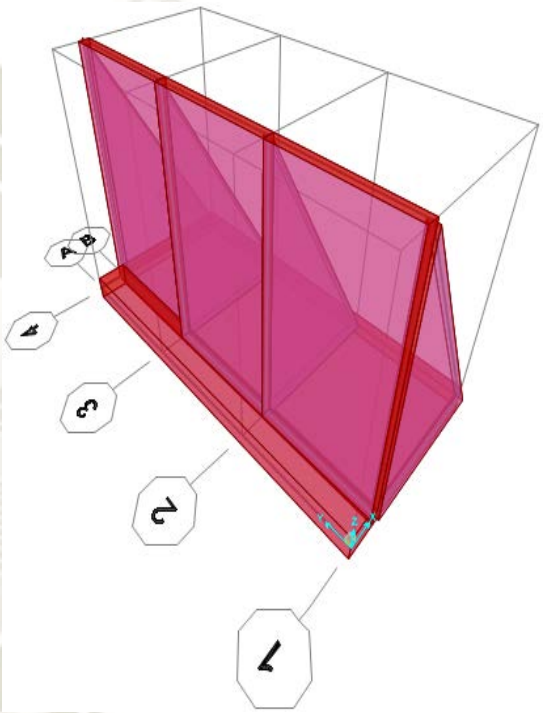
TIPO DE MURO :	C	H:	2.00 m

I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

MURO CON CONTRAFUERTE



Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δ =	21.67	°
	δ =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

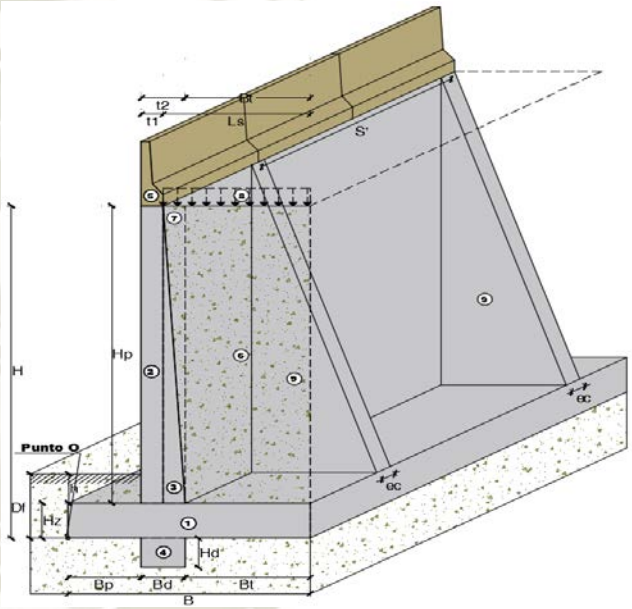
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	1.00 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.17 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.20 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.17 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.20 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.20 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	2.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.80 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	0.95 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	1.70 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	1.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m
Talon de Zapata	Bt =	0.95 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.30 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	3.240	↓	0.750	2.430	↷	Zapata
2	3.060	↓	0.425	1.301	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.300	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.425	0.589	↷	New Jersey
6	8.196	↓	1.025	8.401	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	1.425	↓	1.025	1.461	↷	Sobrecarga
9	0.388	↓	0.867	0.336	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	3.160	←	0.667	2.107	↶
E. Pasivo	5.582	→	0.267	1.488	↷
E. Sobrecarga	0.903	←	1.000	0.903	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	1.068	←	1.333	1.425	↶
F.Friccion	7.030	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

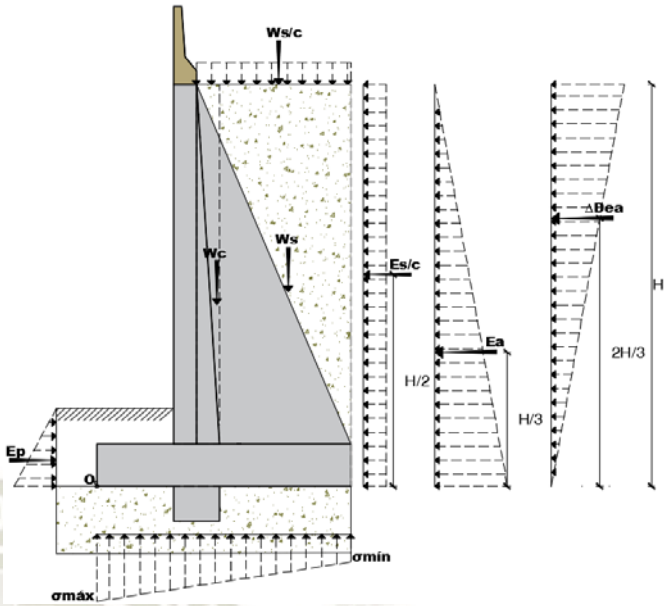
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	4.063	Tnf
∑ Fr=	12.611	Tnf
∑ Ma=	3.010	Tnf.m
∑ Mr=	16.006	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	4.229	Tnf
∑ Fr=	12.611	Tnf
∑ Ma=	3.532	Tnf.m
∑ Mr=	14.545	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	4.06	Tnf	∑ Fa=	4.23	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	12.61	Tnf	∑ Fr=	12.61	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	3.10	OK!	FSD =	2.98	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	3.01	Tnf.m	∑ Ma=	3.53	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	14.52	Tnf.m	∑ Mr=	14.54	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.82	OK!	FSV =	4.12	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	0.65	m	Xr =	0.68	m
	B/6 =	0.25	m	B/6 =	0.25	m
Excentricidad	e' =	0.10	OK!	e' =	0.07	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.54	kg/cm2	σ1 =	0.46	kg/cm2
	σ2 =	0.23	kg/cm2	σ2 =	0.25	kg/cm2
	σmáx =	0.54	kg/cm2	σmáx =	0.46	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	1.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	1.30 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.80 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

			Segundo caso Df/B>1		
Factores de Forma	Fcs =	1.111			
(De Beer 1970)	Fqs =	1.106			
	Fγs =	0.933			
Factores de Profundidad	Df/B =	0.53			
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1				
	Fcd =	1.152	Fcd =	1.482	Fcd = 1.152
	Fqd =	1.145	Fqd =	1.462	Fqd = 1.145
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	78.238	Tnf/m2
	qúlt =	7.824	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	2.61	kg/cm2	σadm =	3.91	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	0.54	OK!	σmáx =	0.46	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	1335.68 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.213 m	Kx	16.45 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	16.45 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	35.56 Tnf/m
1'	a	0.538 m	Kx	41.56 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	41.56 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	89.82 Tnf/m
2	a	0.213 m	Kx	32.91 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	32.91 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	71.12 Tnf/m
2'	a	0.538 m	Kx	83.12 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	83.12 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	179.65 Tnf/m
2"	a	0.376 m	Kx	58.02 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	58.02 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	125.39 Tnf/m
3	a	0.213 m	Kx	65.82 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	65.82 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	142.25 Tnf/m
3'	a	0.538 m	Kx	166.25 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	166.25 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	359.30 Tnf/m
3"	a	0.376 m	Kx	116.03 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	116.03 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	250.77 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	2.975
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	1.053

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.204 m
Altura de Pantalla	Hp =	1.70 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	1.50 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.224 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	0.95 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.30 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	0.567 m
	σempuje activo =	0.30 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	0.76 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	0.572 Tnf.m
	a =	0.176 cm
	As =	0.75 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	0.567 m
σempuje activo =	0.30 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	0.76 Tnf/m2
M+(centro) =	0.286 Tnf.m
a =	0.088 cm
As =	0.37 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	0.850 m	h2 =	0.850 m
	σempuje activo =	0.45 Tnf/m2	σempuje activo =	0.45 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.02 Tnf/m2	σúltimo =	1.02 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	0.763 Tnf.m	M+(centro) =	0.381 Tnf.m
	a =	0.234 cm	a =	0.117 cm
	As =	1.00 cm2	As =	0.50 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2	As (mín) =	5.00 cm2
	Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	25.80 cm	Espaciamiento	25.80 cm
	Esp. utilizado	25.00 cm	Esp. utilizado	25.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Verificación de corte

Vu	1.424 Tnf	
ØVc	13.295 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\, pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	0.90 Tnf/m2	σempuje activo =	0.90 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.78 Tnf/m2	σúltimo =	1.78 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	0.272 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.068 Tnf.m
	a =	0.083 cm	a =	0.021 cm
	As =	0.35 cm2	As =	0.09 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2
	Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	34.40 cm	Espaciamiento	34.40 cm
	Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	0.850 m	h2 =	0.100 m	h3 =	0.750 m
Vu	0.915 Tnf					
ØVc	13.295 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	5.379 Tnf/m2
σmín. =	2.313 Tnf/m2
σ1-1 =	4.255 Tnf/m2
wu1 =	0.32 Tnf.m
wu2 =	2.98 Tnf.m
wu (diseño) =	2.98 Tnf.m

Carga Actuantes	
W(relleno)	2.98 Tnf/m
W(peso prop.)	0.72 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m
Mu	1.95 Tnf/m
a	0.549 cm
As	2.33 cm2
As (mín)	5.40 cm2

As (diseño)	2.33 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	23.89	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	5.40 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	23.89	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	1.417 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	4.178 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	14.601 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	5.379 Tnf/m2
σmín. =	2.313 Tnf/m2

σ2-2 =	4.766 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	0.23 Tnf.m	
Mact. (último) =	0.40 Tnf.m	

M (diseño) =	0.40 Tnf.m	As (mín)	5.40 cm2
a =	0.11046		
As =	0.47 cm2		

As (diseño)	0.47 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	23.889	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

As (mín.)	5.40 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	23.889	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

Verificación de corte

Vu	1.52 Tnf	
ØVc	14.60 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte: α = 60.80 °

Altura de pantalla =	1.70 m
Talón =	0.95 m

Recubrimiento: r = 0.06 m (Norma E-060 - Articulo 7.7.1); t1 = 0.95 m

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	1.70 m	d =	0.89 m

σempuje activo =	0.90 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.78 Tnf/m2
Vu =	1.511 Tnf
Mu =	0.856 Tnf.m

Tu	1.577 Tnf	
As	0.42 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	0.85 m	d	0.415 m

σempuje activo =	0.45 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.02 Tnf/m2
Vu =	0.432 Tnf
Mu =	0.122 Tnf.m

Tu	0.468 Tnf	
As	0.12 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Tercer tramo			
h1 =	0.57 m	d	0.257 m

σempuje activo =	0.30 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	0.76 Tnf/m2
Vu =	0.216 Tnf
Mu =	0.041 Tnf.m

Tu	0.244 Tnf	
As	0.06 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	1.02 Tnf/m2
Tu =	1.525 Tnf
As =	0.40 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	0.40 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	1.02 Tnf/m2
Tu =	1.525 Tnf
As =	0.40 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	0.40 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.255 m de la Base	La seccion critica se ubica a	1.445 m

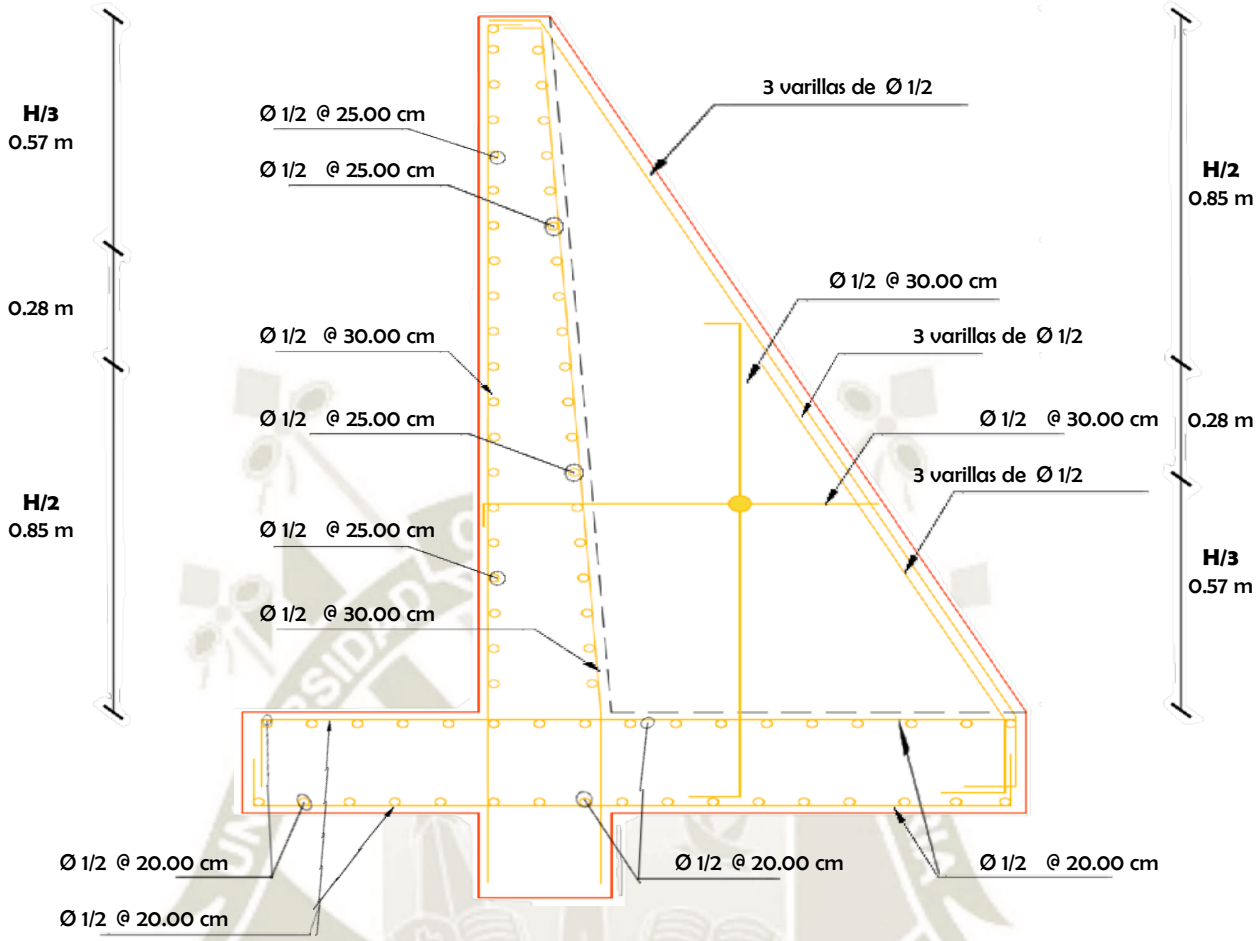
Vu	2.204 Tnf	
Vc	11.620 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	D	H:	2.50 m

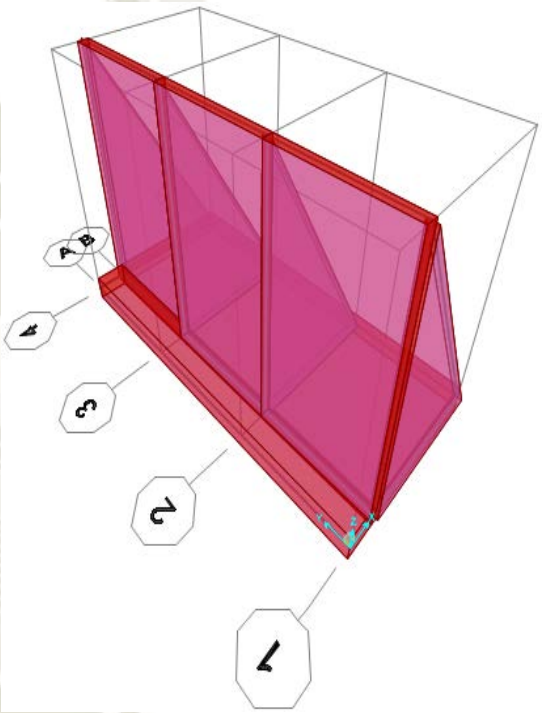
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

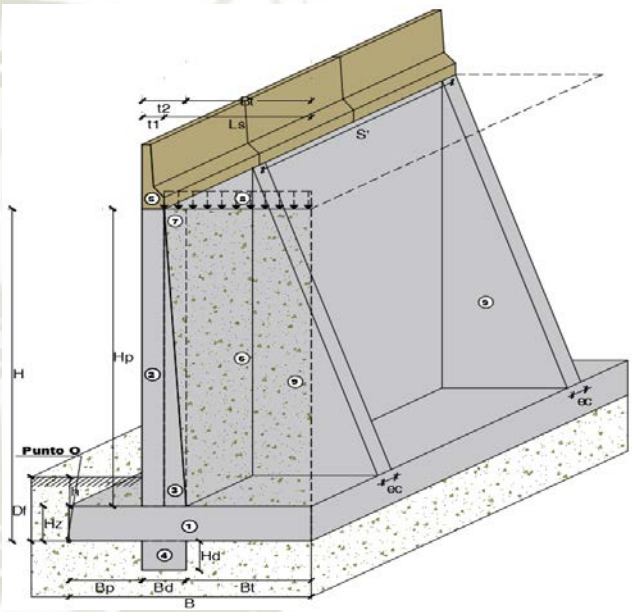
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	1.25 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.21 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.25 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.21 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.25 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.25 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	2.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	1.20 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	2.10 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	1.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m
Talon de Zapata	Bt =	1.20 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	5.040	↓	0.875	4.410	↷	Zapata
2	3.780	↓	0.425	1.607	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.300	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.425	0.589	↷	New Jersey
6	12.789	↓	1.150	14.707	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	1.800	↓	1.150	2.070	↷	Sobrecarga
9	0.605	↓	0.950	0.575	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	4.938	←	0.833	4.115	↶
E. Pasivo	7.064	→	0.300	2.119	↷
E. Sobrecarga	1.129	←	1.250	1.411	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	1.670	←	1.667	2.783	↶
F.Friccion	10.091	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

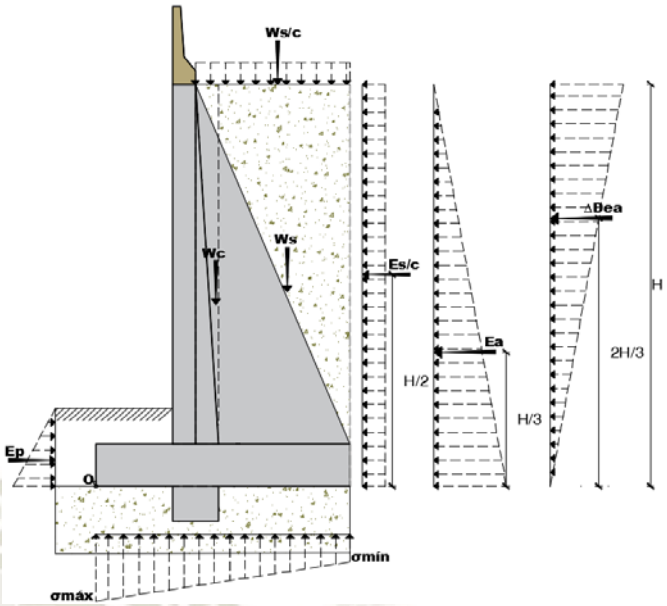
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	6.067	Tnf
∑ Fr=	17.155	Tnf
∑ Ma=	5.526	Tnf.m
∑ Mr=	26.077	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	6.608	Tnf
∑ Fr=	17.155	Tnf
∑ Ma=	6.898	Tnf.m
∑ Mr=	24.007	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	6.07	Tnf	∑ Fa=	6.61	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	17.16	Tnf	∑ Fr=	17.16	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.83	OK!	FSD =	2.60	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	5.53	Tnf.m	∑ Ma=	6.90	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	23.96	Tnf.m	∑ Mr=	24.01	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.34	OK!	FSV =	3.48	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	0.73	m	Xr =	0.72	m
	B/6 =	0.29	m	B/6 =	0.29	m
Excentricidad	e' =	0.15	OK!	e' =	0.15	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.71	kg/cm2	σ1 =	0.66	kg/cm2
	σ2 =	0.23	kg/cm2	σ2 =	0.21	kg/cm2
	σmáx =	0.71	kg/cm2	σmáx =	0.66	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	1.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	1.45 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.129		
(De Beer 1970)	Fqs =	1.124		
	Fγs =	0.922		
Factores de Profundidad	Df/B =	0.51		
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1	
	Fcd =	1.146	Fcd = 1.503	Fcd = 1.146
	Fqd =	1.140	Fqd = 1.483	Fqd = 1.140
	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	87.799	Tnf/m2
	qúlt =	8.780	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	2.93	kg/cm2	σadm =	4.39	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	0.71	OK!	σmáx =	0.66	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	1144.87 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.213 m	Kx	14.10 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	14.10 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	30.48 Tnf/m
1'	a	0.663 m	Kx	43.90 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	43.90 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	94.88 Tnf/m
2	a	0.213 m	Kx	28.21 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	28.21 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	60.96 Tnf/m
2'	a	0.663 m	Kx	87.80 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	87.80 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	189.76 Tnf/m
2''	a	0.438 m	Kx	58.01 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	58.01 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	125.36 Tnf/m
3	a	0.213 m	Kx	56.42 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	56.42 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	121.93 Tnf/m
3'	a	0.663 m	Kx	175.61 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	175.61 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	379.52 Tnf/m
3''	a	0.438 m	Kx	116.01 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	116.01 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	250.73 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	3.675
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	1.317

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m	Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.204 m
Altura de Pantalla	Hp =	2.10 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	1.75 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.324 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	1.20 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9
Øc (corte)	0.85

(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$$

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	0.700 m
	σempuje activo =	0.37 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	0.88 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	0.662 Tnf.m
	a =	0.203 cm
	As =	0.86 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	0.700 m
σempuje activo =	0.37 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	0.88 Tnf/m2
M+(centro) =	0.331 Tnf.m
a =	0.101 cm
As =	0.43 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	1.050 m	h2 =	1.050 m
	σempuje activo =	0.55 Tnf/m2	σempuje activo =	0.55 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.20 Tnf/m2	σúltimo =	1.20 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	0.897 Tnf.m	M+(centro) =	0.449 Tnf.m
	a =	0.276 cm	a =	0.138 cm
	As =	1.17 cm2	As =	0.58 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm	Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm	Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Verificación de corte

Vu	1.674 Tnf	
ØVc	13.295 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	1.11 Tnf/m2	σempuje activo =	1.11 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.14 Tnf/m2	σúltimo =	2.14 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	0.404 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.101 Tnf.m
	a =	0.124 cm	a =	0.031 cm
	As =	0.53 cm2	As =	0.13 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm	Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	1.050 m	h2 =	0.300 m	h3 =	0.750 m
Vu	1.435 Tnf					
ØVc	13.295 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	7.141 Tnf/m2
σmín. =	2.305 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(relleno)	3.68 Tnf/m
W(peso prop.)	0.96 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

σ1-1 =	5.621 Tnf/m2
wu1 =	1.11 Tnf.m
wu2 =	4.52 Tnf.m
wu (diseño) =	4.52 Tnf.m

Mu	2.96 Tnf/m
a	0.573 cm
As	2.44 cm2
As (mín)	7.20 cm2

As (diseño)	2.44 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	2.714 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	6.333 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	21.129 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	7.141 Tnf/m2
σmín. =	2.305 Tnf/m2

σ2-2 =	6.312 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	0.31 Tnf.m	
Mact. (último) =	0.53 Tnf.m	

M (diseño) =	0.53 Tnf.m	As (mín)	7.20 cm2
a =	0.10116		
As =	0.43 cm2		

As (diseño)	0.43 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.917	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.917	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	2.02 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	60.26 °

Altura de pantalla =	2.10 m
Talón =	1.20 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	1.20 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	2.10 m	d =	1.14 m

σempuje activo =	1.11 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.14 Tnf/m2
Vu =	2.243 Tnf
Mu =	1.570 Tnf.m

Tu	2.309 Tnf	
As	0.61 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	1.05 m	d	0.540 m

σempuje activo =	0.55 Tnf/m2	Tu	0.665 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.18 cm2	
σúltimo =	1.20 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	0.628 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	0.220 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Tercer tramo			
h1 =	0.70 m	d	0.340 m

σempuje activo =	0.37 Tnf/m2	Tu	0.337 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.09 cm2	
σúltimo =	0.88 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	0.309 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	0.072 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	1.20 Tnf/m2
Tu =	1.794 Tnf
As =	0.47 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	0.47 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	1.20 Tnf/m2
Tu =	1.794 Tnf
As =	0.47 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	0.47 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.315 m de la Base	La seccion critica se ubica a	1.785 m

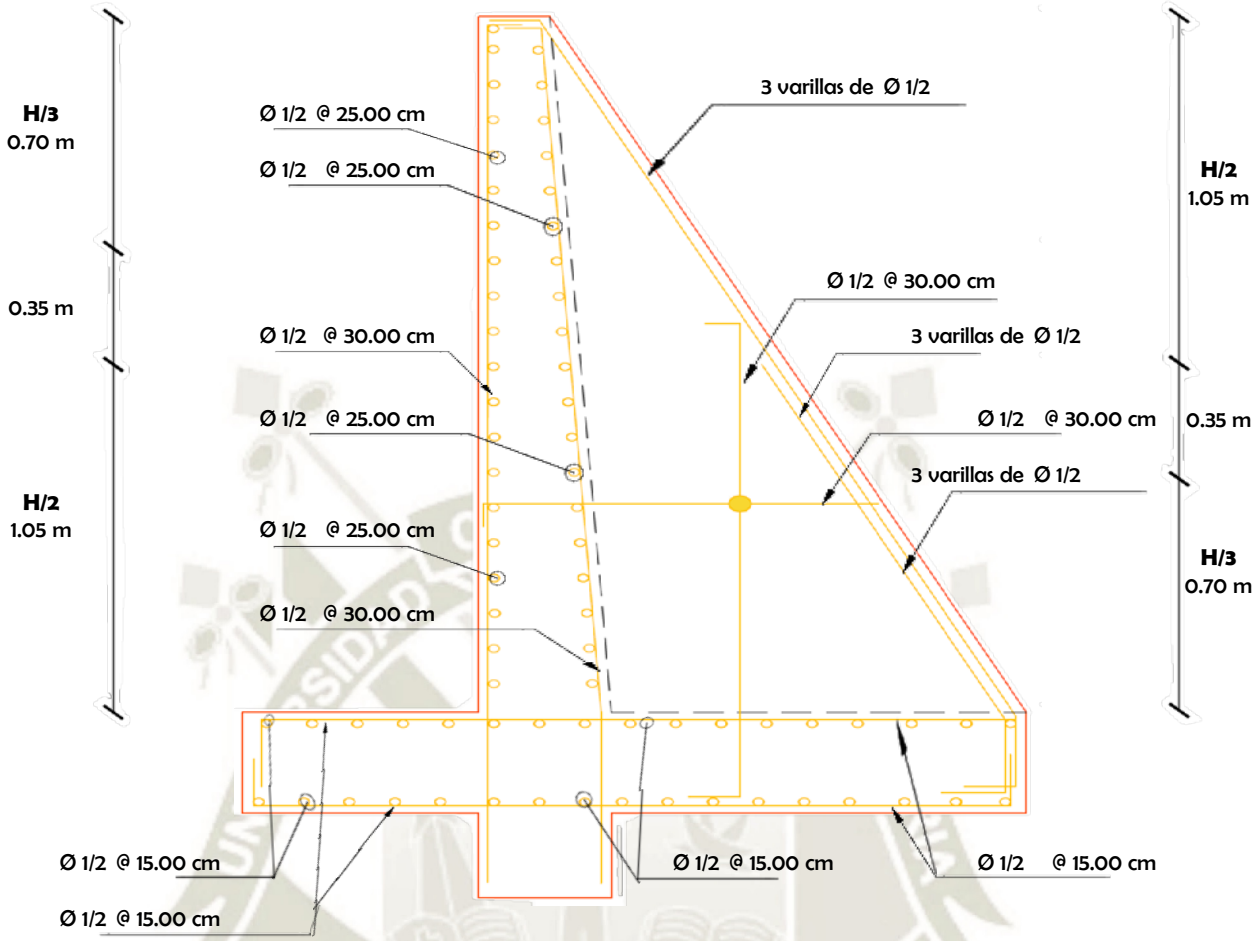
Vu	3.202 Tnf	
Vc	14.885 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	E	H:	3.00 m

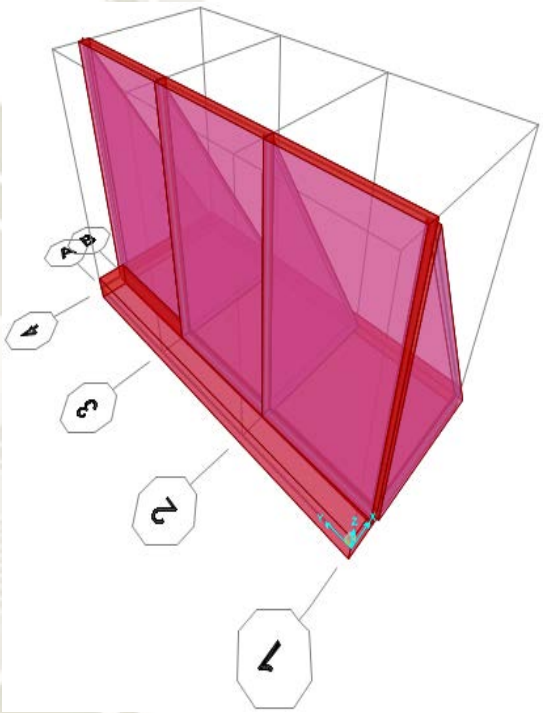
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

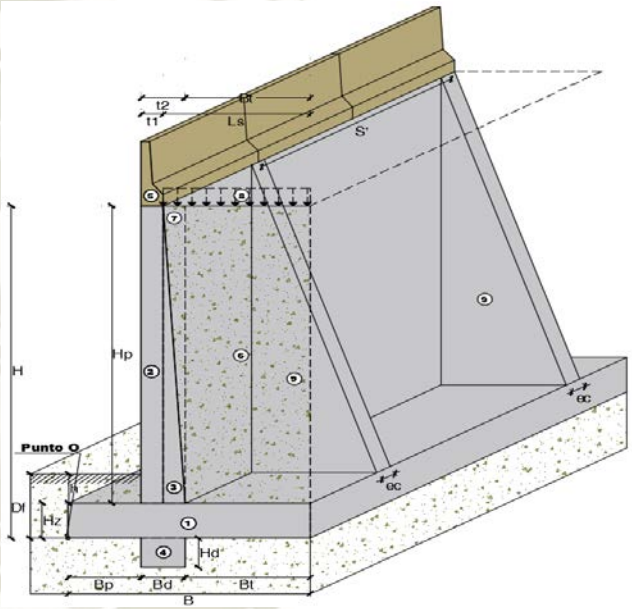
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	1.50 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.25 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.30 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.25 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.30 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.30 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	3.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	1.45 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	2.60 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	2.00 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m
Talon de Zapata	Bt =	1.45 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	5.760	↓	1.000	5.760	↷	Zapata
2	4.680	↓	0.425	1.989	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.300	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.425	0.589	↷	New Jersey
6	19.133	↓	1.275	24.394	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.550	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	2.175	↓	1.275	2.773	↷	Sobrecarga
9	0.905	↓	1.033	0.935	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	7.111	←	1.000	7.111	↶
E. Pasivo	7.064	→	0.300	2.119	↷
E. Sobrecarga	1.354	←	1.500	2.032	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	2.404	←	2.000	4.808	↶
F.Friccion	13.523	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

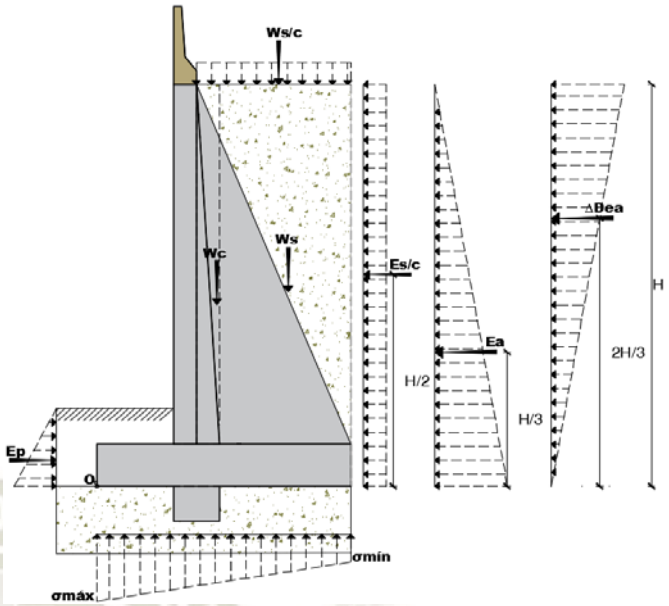
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	8.465	Tnf
∑ Fr=	20.587	Tnf
∑ Ma=	9.142	Tnf.m
∑ Mr=	38.560	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	9.515	Tnf
∑ Fr=	20.587	Tnf
∑ Ma=	11.919	Tnf.m
∑ Mr=	35.787	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	8.47	Tnf	∑ Fa=	9.51	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	20.59	Tnf	∑ Fr=	20.59	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.43	OK!	FSD =	2.16	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	9.14	Tnf.m	∑ Ma=	11.92	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	36.44	Tnf.m	∑ Mr=	35.79	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	3.99	OK!	FSV =	3.00	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	0.80	m	Xr =	0.75	m
	B/6 =	0.33	m	B/6 =	0.33	m
Excentricidad	e' =	0.20	OK!	e' =	0.25	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.88	kg/cm2	σ1 =	0.90	kg/cm2
	σ2 =	0.22	kg/cm2	σ2 =	0.13	kg/cm2
	σmáx =	0.88	kg/cm2	σmáx =	0.90	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	2.00 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	1.60 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

			Segundo caso Df/B>1		
Factores de Forma	Fcs =	1.148			
(De Beer 1970)	Fqs =	1.142			
	Fγs =	0.911			
Factores de Profundidad	Df/B =	0.45			
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1				
	Fcd =	1.128	Fcd =	1.589	Fcd = 1.128
	Fqd =	1.123	Fqd =	1.565	Fqd = 1.123
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	91.312	Tnf/m2
	qúlt =	9.131	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	3.04	kg/cm2	σadm =	4.57	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	0.88	OK!	σmáx =	0.90	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	1001.76 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.213 m	Kx	12.34 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	12.34 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	26.67 Tnf/m
1'	a	0.394 m	Kx	22.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.83 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	49.34 Tnf/m
2	a	0.213 m	Kx	24.68 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	24.68 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	53.34 Tnf/m
2'	a	0.394 m	Kx	45.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	45.66 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	98.67 Tnf/m
2''	a	0.304 m	Kx	35.17 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	35.17 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	76.01 Tnf/m
3	a	0.213 m	Kx	49.36 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	49.36 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	106.69 Tnf/m
3'	a	0.394 m	Kx	91.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	91.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	197.35 Tnf/m
3''	a	0.304 m	Kx	70.34 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	70.34 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	152.02 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	4.550
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	1.580

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.204 m
Altura de Pantalla	Hp =	2.60 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	2.00 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.324 m
Punta de Zapata	Bp =	0.30 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	1.45 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	0.867 m
	σempuje activo =	0.46 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.03 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	0.774 Tnf.m
	a =	0.238 cm
	As =	1.01 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	0.867 m
σempuje activo =	0.46 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.03 Tnf/m2
M+(centro) =	0.387 Tnf.m
a =	0.119 cm
As =	0.50 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	1.300 m	h2 =	1.300 m
	σempuje activo =	0.68 Tnf/m2	σempuje activo =	0.68 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.42 Tnf/m2	σúltimo =	1.42 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.065 Tnf.m	M+(centro) =	0.532 Tnf.m
	a =	0.328 cm	a =	0.163 cm
	As =	1.39 cm2	As =	0.69 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm	Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm	Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Verificación de corte

Vu	1.988 Tnf	
ØVc	13.295 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	1.37 Tnf/m2	σempuje activo =	1.37 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.58 Tnf/m2	σúltimo =	2.58 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	0.605 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.151 Tnf.m
	a =	0.186 cm	a =	0.046 cm
	As =	0.79 cm2	As =	0.20 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm	Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	1.300 m	h2 =	0.550 m	h3 =	0.750 m
Vu	2.236 Tnf					
ØVc	13.295 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	8.803 Tnf/m2
σmín. =	2.242 Tnf/m2

σ1-1 =	6.999 Tnf/m2
wu1 =	1.97 Tnf.m
wu2 =	6.12 Tnf.m
wu (diseño) =	6.12 Tnf.m

Carga Actuantes	
W(relleno)	4.55 Tnf/m
W(peso prop.)	0.96 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

Mu	4.00 Tnf/m
a	0.778 cm
As	3.31 cm2
As (mín)	7.20 cm2

As (diseño)	3.31 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	4.436 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	8.566 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	21.129 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	8.803 Tnf/m2
σmín. =	2.242 Tnf/m2

σ2-2 =	7.819 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	0.38 Tnf.m	
Mact. (último) =	0.65 Tnf.m	

M (diseño) =	0.65 Tnf.m	As (mín)	7.20 cm2
a =	0.12493		
As =	0.53 cm2		

As (diseño)	0.53 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.917	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.917	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	2.49 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte: α = 60.85 °

Altura de pantalla =	2.60 m
Talón =	1.45 m

Recubrimiento: r = 0.06 m (Norma E-060 - Articulo 7.7.1); t1 = 1.45 m

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	2.60 m	d =	1.39 m

σempuje activo =	1.37 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.58 Tnf/m2
Vu =	3.359 Tnf
Mu =	2.911 Tnf.m

Tu	3.465 Tnf	
As	0.92 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	1.30 m	d	0.665 m

σempuje activo =	0.68 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.42 Tnf/m2
Vu =	0.923 Tnf
Mu =	0.400 Tnf.m

Tu	0.975 Tnf	
As	0.26 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Tercer tramo			
h1 =	0.87 m	d	0.423 m

σempuje activo =	0.46 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.03 Tnf/m2
Vu =	0.447 Tnf
Mu =	0.129 Tnf.m

Tu	0.484 Tnf	
As	0.13 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	1.42 Tnf/m2
Tu =	2.130 Tnf
As =	0.56 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	0.56 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	1.42 Tnf/m2
Tu =	2.130 Tnf
As =	0.56 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	0.56 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.390 m de la Base	La seccion critica se ubica a	2.210 m

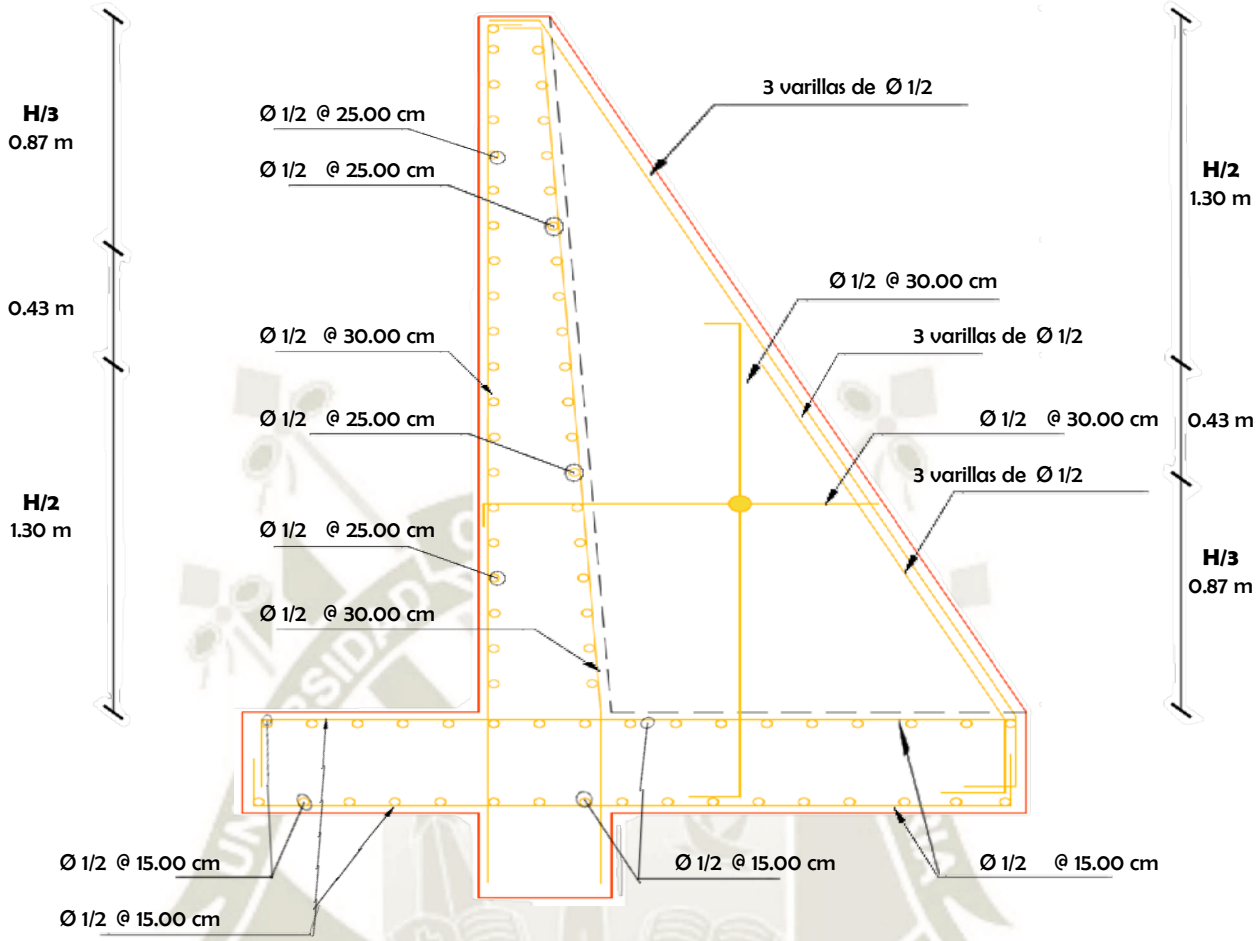
Vu	4.707 Tnf	
Vc	18.149 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	F	H:	3.50 m

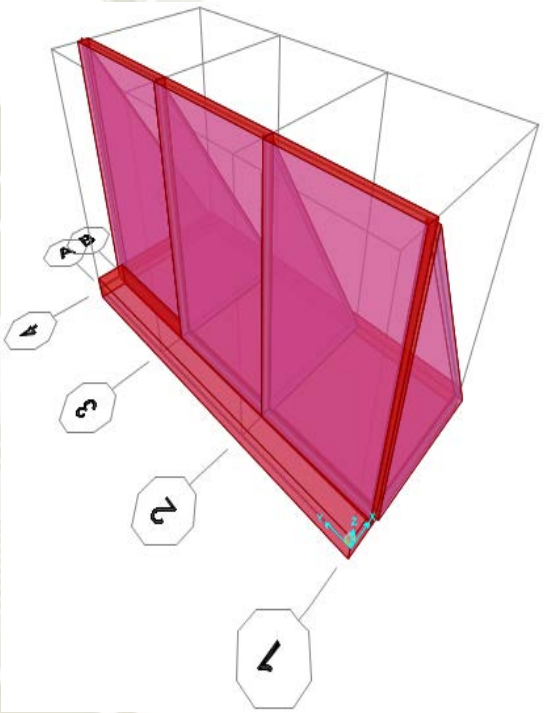
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

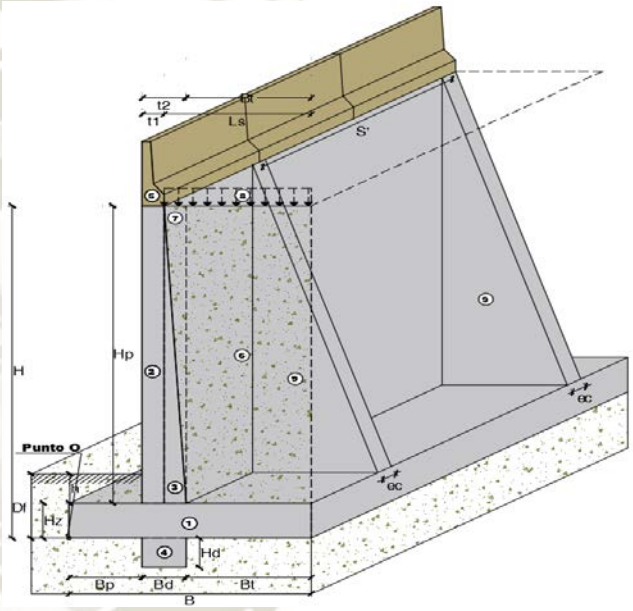
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	1.75 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.29 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.35 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.29 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.35 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.35 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	3.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	1.80 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	3.10 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	2.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.45 m
Talon de Zapata	Bt =	1.80 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	7.200	↓	1.250	9.000	↷	Zapata
2	5.580	↓	0.575	3.209	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.700	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.450	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.575	0.797	↷	New Jersey
6	28.319	↓	1.600	45.310	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.700	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	2.700	↓	1.600	4.320	↷	Sobrecarga
9	1.339	↓	1.300	1.741	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	9.678	←	1.167	11.292	↶
E. Pasivo	7.064	→	0.300	2.119	↷
E. Sobrecarga	1.580	←	1.750	2.765	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	3.272	←	2.333	7.635	↶
F.Friccion	18.483	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

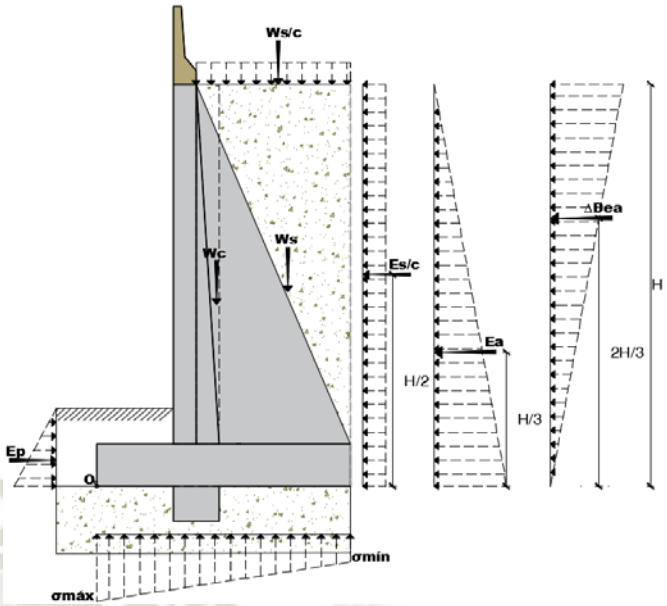
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	11.259	Tnf
∑ Fr=	25.547	Tnf
∑ Ma=	14.057	Tnf.m
∑ Mr=	66.495	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	12.951	Tnf
∑ Fr=	25.547	Tnf
∑ Ma=	18.927	Tnf.m
∑ Mr=	62.175	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	11.26	Tnf	∑ Fa=	12.95	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	25.55	Tnf	∑ Fr=	25.55	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.27	OK!	FSD =	1.97	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	14.06	Tnf.m	∑ Ma=	18.93	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	64.38	Tnf.m	∑ Mr=	62.18	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.58	OK!	FSV =	3.29	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.08	m	Xr =	0.99	m
	B/6 =	0.42	m	B/6 =	0.42	m
Excentricidad	e' =	0.17	OK!	e' =	0.26	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	0.85	kg/cm2	σ1 =	0.92	kg/cm2
	σ2 =	0.36	kg/cm2	σ2 =	0.21	kg/cm2
	σmáx =	0.85	kg/cm2	σmáx =	0.92	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	2.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	2.16 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.184		
(De Beer 1970)	Fqs =	1.177		
	Fγs =	0.889		
Factores de Profundidad	Df/B =	0.36		
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1	
	Fcd =	1.102	Fcd =	1.755
	Fqd =	1.098	Fqd =	1.725
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Fcd = 1.102
Fqd = 1.098
Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	104.894	Tnf/m2
	qúlt =	10.489	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

		1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00			FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	3.50	kg/cm2		σadm =	5.24	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	0.85	OK!		σmáx =	0.92	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	801.41 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.288 m	Kx	13.35 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	13.35 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	28.85 Tnf/m
1'	a	0.481 m	Kx	22.30 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.30 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	48.18 Tnf/m
2	a	0.288 m	Kx	26.70 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	26.70 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	57.70 Tnf/m
2'	a	0.481 m	Kx	44.59 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	44.59 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	96.37 Tnf/m
2''	a	0.385 m	Kx	35.64 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	35.64 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	77.04 Tnf/m
3	a	0.288 m	Kx	53.40 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	53.40 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	115.40 Tnf/m
3'	a	0.481 m	Kx	89.18 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	89.18 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	192.74 Tnf/m
3''	a	0.385 m	Kx	71.29 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	71.29 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	154.07 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	5.425
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	1.844

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.204 m
Altura de Pantalla	Hp =	3.10 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	2.50 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.324 m
Punta de Zapata	Bp =	0.45 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	1.80 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\ CM + 1{,}7\ CV + 1{,}7\ CE$

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	1.033 m
	σempuje activo =	0.54 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.18 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	0.886 Tnf.m
	a =	0.273 cm
	As =	1.16 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	1.033 m
σempuje activo =	0.54 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.18 Tnf/m2
M+(centro) =	0.443 Tnf.m
a =	0.136 cm
As =	0.58 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	1.550 m	h2 =	1.550 m
	σempuje activo =	0.82 Tnf/m2	σempuje activo =	0.82 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.64 Tnf/m2	σúltimo =	1.64 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.233 Tnf.m	M+(centro) =	0.616 Tnf.m
	a =	0.380 cm	a =	0.189 cm
	As =	1.62 cm2	As =	0.80 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm	Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm	Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Verificación de corte

Vu	2.301 Tnf	
ØVc	13.295 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	1.63 Tnf/m2	σempuje activo =	1.63 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	3.03 Tnf/m2	σúltimo =	3.03 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	0.846 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.211 Tnf.m
	a =	0.260 cm	a =	0.065 cm
	As =	1.11 cm2	As =	0.28 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm	Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	1.550 m	h2 =	0.800 m	h3 =	0.750 m
Vu	3.205 Tnf					
ØVc	13.295 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	8.460 Tnf/m2
σmín. =	3.589 Tnf/m2

σ1-1 =	7.096 Tnf/m2
wu1 =	0.65 Tnf.m
wu2 =	5.31 Tnf.m
wu (diseño) =	5.31 Tnf.m

Carga Actuantes	
W(relleno)	5.43 Tnf/m
W(peso prop.)	0.96 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

Mu	3.47 Tnf/m
a	0.675 cm
As	2.87 cm2
As (mín)	7.20 cm2

As (diseño)	2.87 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	4.783 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	7.440 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	21.129 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	8.460 Tnf/m2
σmín. =	3.589 Tnf/m2

σ2-2 =	7.583 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	0.83 Tnf.m	
Mact. (último) =	1.41 Tnf.m	

M (diseño) =	1.41 Tnf.m	As (mín)	7.20 cm2
a =	0.27152		
As =	1.15 cm2		

As (diseño)	1.15 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.917	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.917	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	3.61 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	59.86 °

Altura de pantalla =	3.10 m
Talón =	1.80 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	1.80 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	3.10 m	d =	1.74 m

σempuje activo =	1.63 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	3.03 Tnf/m2
Vu =	4.699 Tnf
Mu =	4.856 Tnf.m

Tu	4.773 Tnf	
As	1.26 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	1.55 m	d	0.840 m

σempuje activo =	0.82 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.64 Tnf/m2
Vu =	1.274 Tnf
Mu =	0.658 Tnf.m

Tu	1.317 Tnf	
As	0.35 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Tercer tramo			
h1 =	1.03 m	d	0.540 m

σempuje activo =	0.54 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.18 Tnf/m2
Vu =	0.610 Tnf
Mu =	0.210 Tnf.m

Tu	0.643 Tnf	
As	0.17 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	1.64 Tnf/m2
Tu =	2.466 Tnf
As =	0.65 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	0.65 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	1.64 Tnf/m2
Tu =	2.466 Tnf
As =	0.65 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	0.65 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.465 m	de la Base	La seccion critica se ubica a 2.635 m

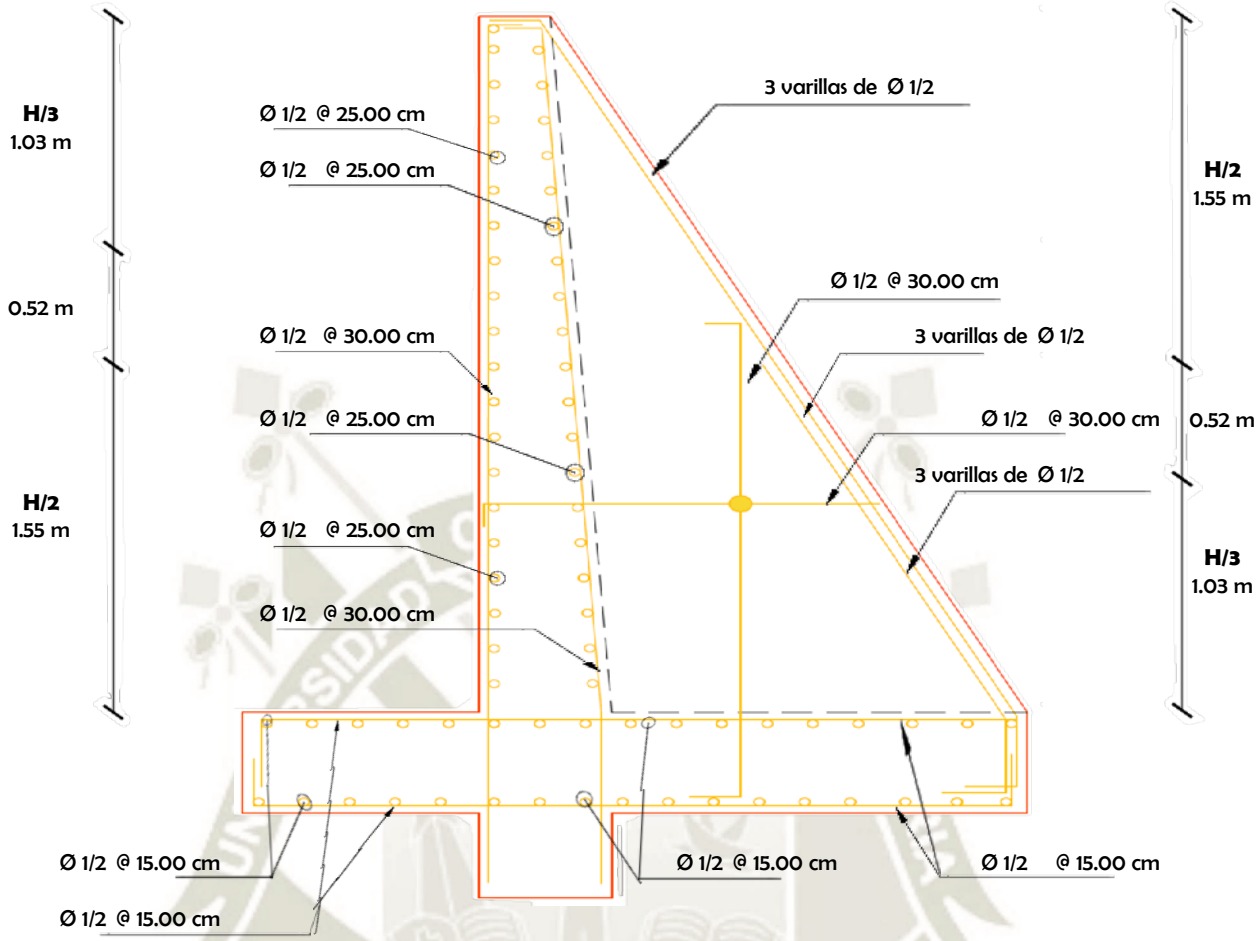
Vu	6.497 Tnf	
Vc	22.719 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	G	H:	4.00 m

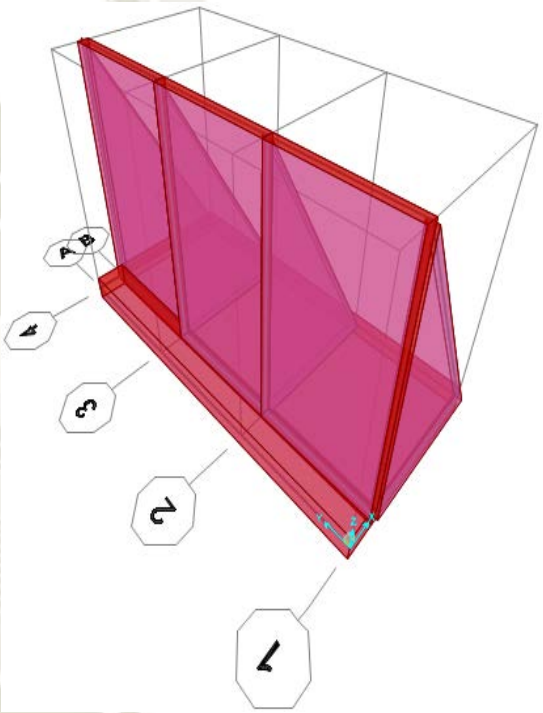
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

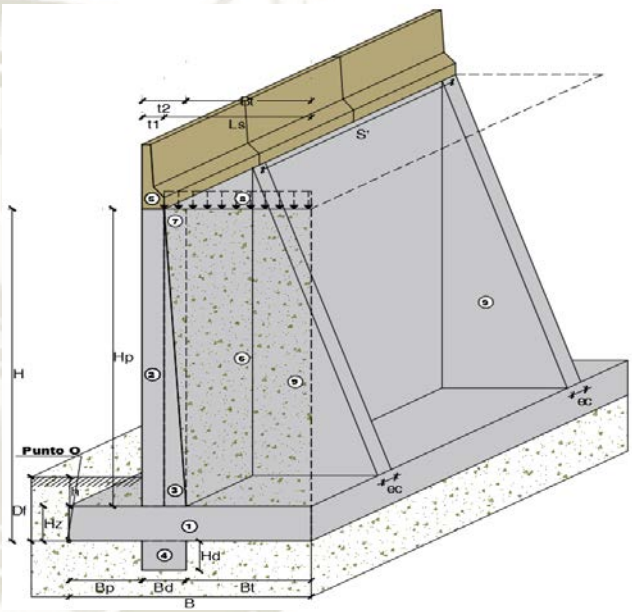
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	2.00 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.33 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.40 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.33 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.40 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.40 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	4.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	2.05 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	3.60 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	2.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.45 m
Talon de Zapata	Bt =	2.05 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	7.920	↓	1.375	10.890	↷	Zapata
2	6.480	↓	0.575	3.726	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.700	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.450	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.575	0.797	↷	New Jersey
6	37.454	↓	1.725	64.607	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.700	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	3.075	↓	1.725	5.304	↷	Sobrecarga
9	1.771	↓	1.383	2.450	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	12.641	←	1.333	16.855	↶
E. Pasivo	7.064	→	0.300	2.119	↷
E. Sobrecarga	1.806	←	2.000	3.612	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	4.274	←	2.667	11.397	↶
F.Friccion	23.076	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

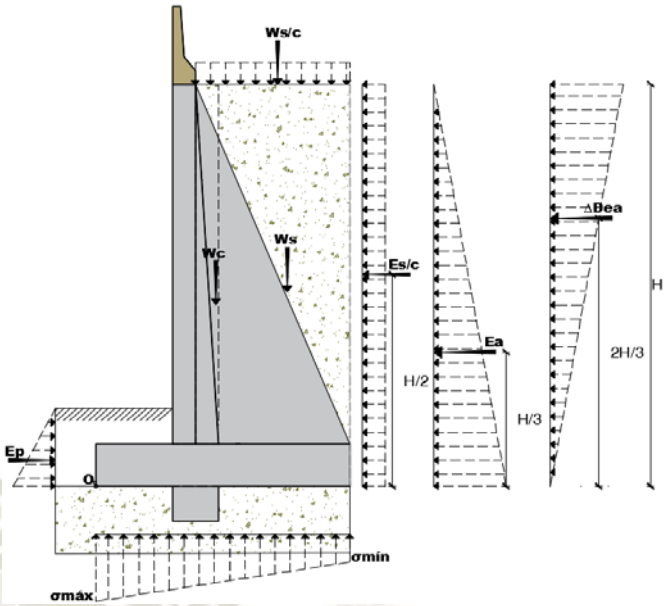
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	14.447	Tnf
∑ Fr=	30.140	Tnf
∑ Ma=	20.467	Tnf.m
∑ Mr=	89.894	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	16.915	Tnf
∑ Fr=	30.140	Tnf
∑ Ma=	28.252	Tnf.m
∑ Mr=	84.590	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	14.45	Tnf	∑ Fa=	16.92	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	30.14	Tnf	∑ Fr=	30.14	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.09	OK!	FSD =	1.78	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	20.47	Tnf.m	∑ Ma=	28.25	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	87.77	Tnf.m	∑ Mr=	84.59	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.29	OK!	FSV =	2.99	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.16	m	Xr =	1.02	m
	B/6 =	0.46	m	B/6 =	0.46	m
Excentricidad	e' =	0.22	OK!	e' =	0.35	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.00	kg/cm2	σ1 =	1.14	kg/cm2
	σ2 =	0.36	kg/cm2	σ2 =	0.15	kg/cm2
	σmáx =	1.00	kg/cm2	σmáx =	1.14	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	2.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	2.32 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.90 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

			Segundo caso Df/B>1		
Factores de Forma	Fcs =	1.203			
(De Beer 1970)	Fqs =	1.195			
	Fγs =	0.878			
Factores de Profundidad	Df/B =	0.33			
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1				
	Fcd =	1.093	Fcd =	1.838	Fcd = 1.093
	Fqd =	1.089	Fqd =	1.804	Fqd = 1.089
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	108.413	Tnf/m2
	qúlt =	10.841	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	3.61	kg/cm2	σadm =	5.42	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.00	OK!	σmáx =	1.14	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	728.55 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.288 m	Kx	12.14 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	12.14 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	26.23 Tnf/m
1'	a	0.544 m	Kx	22.92 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.92 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	49.54 Tnf/m
2	a	0.288 m	Kx	24.27 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	24.27 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	52.46 Tnf/m
2'	a	0.544 m	Kx	45.85 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	45.85 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	99.08 Tnf/m
2''	a	0.416 m	Kx	35.06 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	35.06 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	75.77 Tnf/m
3	a	0.288 m	Kx	48.54 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	48.54 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	104.91 Tnf/m
3'	a	0.544 m	Kx	91.69 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	91.69 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	198.17 Tnf/m
3''	a	0.416 m	Kx	70.12 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	70.12 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	151.54 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	6.300
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	2.107

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m	Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.204 m
Altura de Pantalla	Hp =	3.60 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	2.75 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.324 m
Punta de Zapata	Bp =	0.45 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	2.05 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.40 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	1.200 m
	σempuje activo =	0.63 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.33 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	0.998 Tnf.m
	a =	0.307 cm
	As =	1.31 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	1.200 m
σempuje activo =	0.63 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.33 Tnf/m2
M+(centro) =	0.499 Tnf.m
a =	0.153 cm
As =	0.65 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	1.800 m	h2 =	1.800 m
	σempuje activo =	0.95 Tnf/m2	σempuje activo =	0.95 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.87 Tnf/m2	σúltimo =	1.87 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.401 Tnf.m	M+(centro) =	0.700 Tnf.m
	a =	0.433 cm	a =	0.215 cm
	As =	1.84 cm2	As =	0.91 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm	Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm	Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Verificación de corte

Vu	2.615 Tnf	
ØVc	13.295 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	1.90 Tnf/m2	σempuje activo =	1.90 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	3.48 Tnf/m2	σúltimo =	3.48 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	1.127 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.282 Tnf.m
	a =	0.348 cm	a =	0.086 cm
	As =	1.48 cm2	As =	0.37 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm	Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	1.800 m	h2 =	1.050 m	h3 =	0.750 m
Vu	4.342 Tnf					
ØVc	13.295 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	10.046 Tnf/m2
σmín. =	3.606 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(relleno)	6.30 Tnf/m
W(peso prop.)	0.96 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

σ1-1 =	8.407 Tnf/m2
wu1 =	1.39 Tnf.m
wu2 =	6.77 Tnf.m
wu (diseño) =	6.77 Tnf.m

Mu	4.43 Tnf/m
a	0.863 cm
As	3.67 cm2
As (mín)	7.20 cm2

As (diseño)	3.67 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.92	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	6.944 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	9.484 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	21.129 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	10.046 Tnf/m2
σmín. =	3.606 Tnf/m2

σ2-2 =	8.992 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	0.98 Tnf.m	
Mact. (último) =	1.67 Tnf.m	

M (diseño) =	1.67 Tnf.m	As (mín)	7.20 cm2
a =	0.32256		
As =	1.37 cm2		

As (diseño)	1.37 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.917	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	7.20 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.917	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	4.28 Tnf	
ØVc	21.13 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	60.34 °

Altura de pantalla =	3.60 m
Talón =	2.05 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	2.05 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	3.60 m	d =	1.99 m

σempuje activo =	1.90 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	3.48 Tnf/m2
Vu =	6.263 Tnf
Mu =	7.515 Tnf.m

Tu	6.381 Tnf	
As	1.69 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	1.80 m	d	0.965 m

σempuje activo =	0.95 Tnf/m2	Tu	1.740 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.46 cm2	
σúltimo =	1.87 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	1.681 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	1.009 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Tercer tramo			
h1 =	1.20 m	d	0.623 m

σempuje activo =	0.63 Tnf/m2	Tu	0.840 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.22 cm2	
σúltimo =	1.33 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	0.798 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	0.319 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	1.87 Tnf/m2
Tu =	2.801 Tnf
As =	0.74 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	0.74 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	1.87 Tnf/m2
Tu =	2.801 Tnf
As =	0.74 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	0.74 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.540 m de la Base	La seccion critica se ubica a	3.060 m

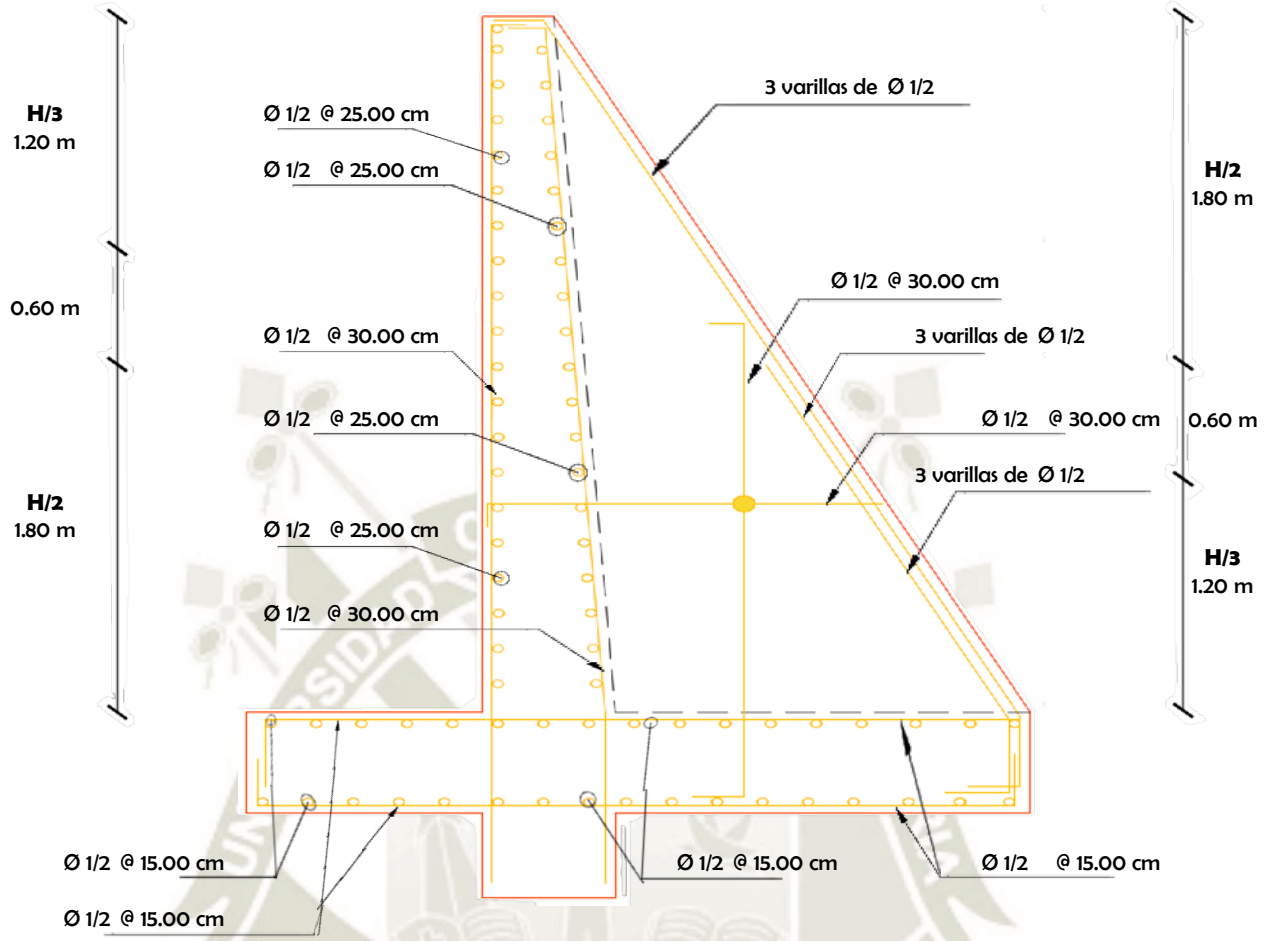
Vu	8.572 Tnf	
Vc	25.983 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	H	H:	4.50 m

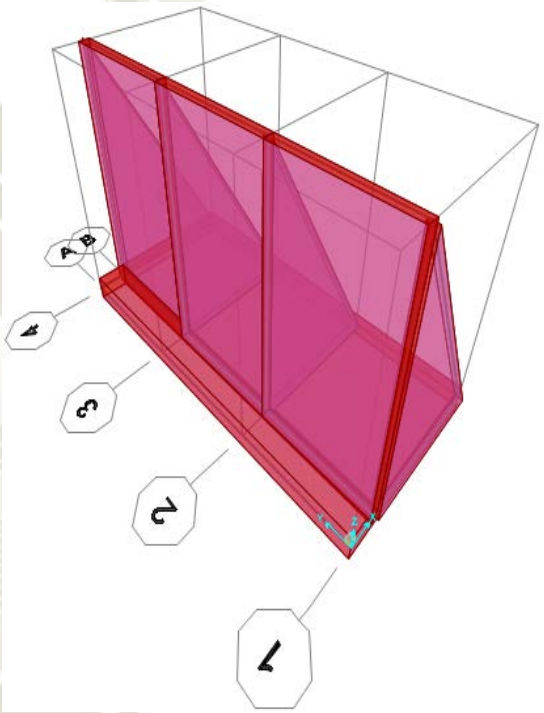
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

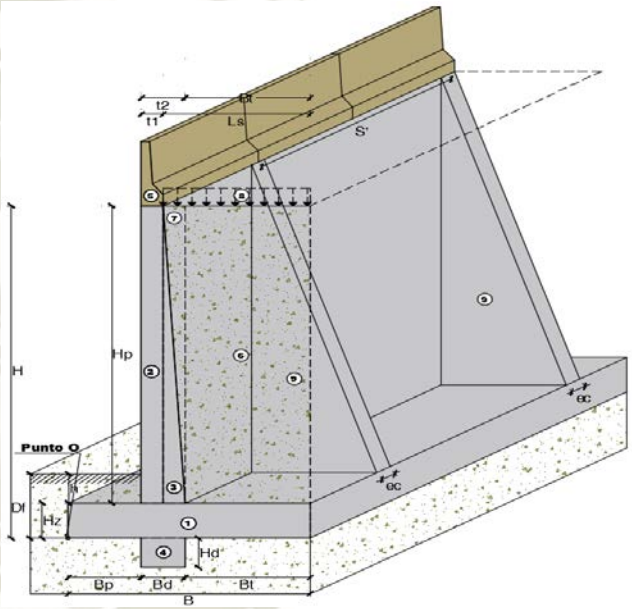
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	2.25 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.38 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.45 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.38 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.45 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.45 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	4.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.95 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	2.15 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.05 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	3.00 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m
Talon de Zapata	Bt =	2.15 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.45 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	9.720	↓	1.500	14.580	↷	Zapata
2	7.290	↓	0.725	5.285	↷	Pantalla Rectangular
3	0.000	↓	0.850	0.000	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.725	1.005	↷	New Jersey
6	44.191	↓	1.925	85.067	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.000	↓	0.850	0.000	↷	Suelo Relleno Triangular
8	3.225	↓	1.925	6.208	↷	Sobrecarga
9	2.090	↓	1.567	3.274	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	15.999	←	1.500	23.999	↶
E. Pasivo	7.871	→	0.317	2.493	↷
E. Sobrecarga	2.032	←	2.250	4.571	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	5.409	←	3.000	16.228	↶
F.Friccion	26.975	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

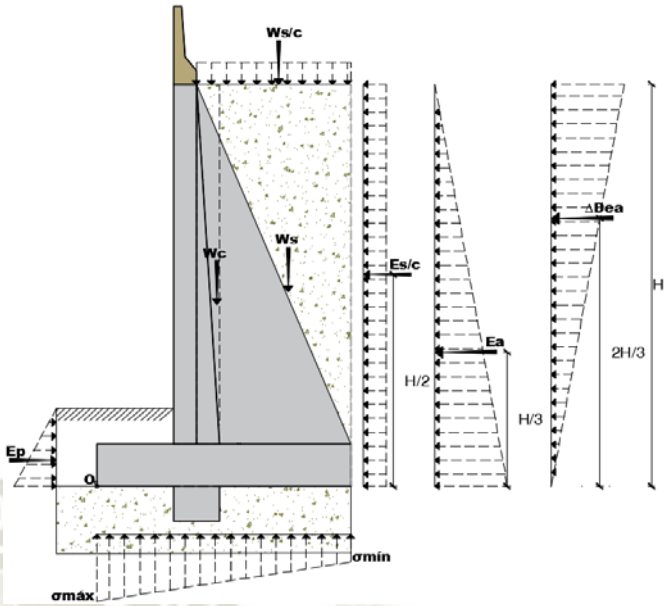
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	90.00 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.417

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	18.031	Tnf
∑ Fr=	34.847	Tnf
∑ Ma=	28.570	Tnf.m
∑ Mr=	117.912	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	21.408	Tnf
∑ Fr=	34.847	Tnf
∑ Ma=	40.226	Tnf.m
∑ Mr=	111.703	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	18.03	Tnf	∑ Fa=	21.41	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	34.85	Tnf	∑ Fr=	34.85	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.93	OK!	FSD =	1.63	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	28.57	Tnf.m	∑ Ma=	40.23	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	115.42	Tnf.m	∑ Mr=	111.70	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.04	OK!	FSV =	2.78	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.28	m	Xr =	1.11	m
	B/6 =	0.50	m	B/6 =	0.50	m
Excentricidad	e' =	0.22	OK!	e' =	0.39	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.05	kg/cm2	σ1 =	1.24	kg/cm2
	σ2 =	0.41	kg/cm2	σ2 =	0.15	kg/cm2
	σmáx =	1.05	kg/cm2	σmáx =	1.24	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	3.00 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	2.56 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	0.95 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.221		
(De Beer 1970)	Fqs =	1.212		
	Fγs =	0.867		
Factores de Profundidad	Df/B =	0.32		
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1	
	Fcd =	1.090	Fcd = 1.868	Fcd = 1.090
	Fqd =	1.086	Fqd = 1.832	Fqd = 1.086
	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	117.069	Tnf/m2
	qúlt =	11.707	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	3.90	kg/cm2	σadm =	5.85	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.05	OK!	σmáx =	1.24	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	667.84 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.363 m	Kx	14.02 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	14.02 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	30.30 Tnf/m
1'	a	0.379 m	Kx	14.64 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	14.64 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	31.64 Tnf/m
2	a	0.363 m	Kx	28.04 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	28.04 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	60.61 Tnf/m
2'	a	0.379 m	Kx	29.28 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	29.28 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	63.28 Tnf/m
2"	a	0.371 m	Kx	28.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	28.66 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	61.94 Tnf/m
3	a	0.363 m	Kx	56.09 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	56.09 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	121.21 Tnf/m
3'	a	0.379 m	Kx	58.56 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	58.56 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	126.56 Tnf/m
3"	a	0.371 m	Kx	57.32 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	57.32 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	123.88 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.178
Load - relleno	7.088
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	2.370

ESPESOR DE PANTALLA	
C	0.000
D	0.250

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.25 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.204 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.05 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	3.00 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.374 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	2.15 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.45 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	1.350 m
	σempuje activo =	0.71 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.46 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.098 Tnf.m
	a =	0.339 cm
	As =	1.44 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	1.350 m
σempuje activo =	0.71 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.46 Tnf/m2
M+(centro) =	0.549 Tnf.m
a =	0.169 cm
As =	0.72 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	2.025 m	h2 =	2.025 m
	σempuje activo =	1.07 Tnf/m2	σempuje activo =	1.07 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.07 Tnf/m2	σúltimo =	2.07 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.552 Tnf.m	M+(centro) =	0.776 Tnf.m
	a =	0.480 cm	a =	0.239 cm
	As =	2.04 cm2	As =	1.01 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm	Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm	Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Verificación de corte

Vu	2.897 Tnf	
ØVc	13.295 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	2.13 Tnf/m2	σempuje activo =	2.13 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	3.88 Tnf/m2	σúltimo =	3.88 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	1.415 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.354 Tnf.m
	a =	0.437 cm	a =	0.108 cm
	As =	1.86 cm2	As =	0.46 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm	Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	2.025 m	h2 =	1.275 m	h3 =	0.750 m
Vu	5.509 Tnf					
ØVc	13.295 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	10.544 Tnf/m2
σmín. =	4.081 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(relleno)	7.09 Tnf/m
W(peso prop.)	1.08 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

σ1-1 =	8.713 Tnf/m2
wu1 =	0.40 Tnf.m
wu2 =	7.47 Tnf.m
wu (diseño) =	7.47 Tnf.m

Mu	4.88 Tnf/m
a	0.822 cm
As	3.50 cm2
As (mín)	8.10 cm2

As (diseño)	3.50 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	15.93	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	8.10 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	15.93	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	8.033 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	10.462 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	24.393 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	10.544 Tnf/m2
σmín. =	4.081 Tnf/m2

σ2-2 =	9.251 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	1.82 Tnf.m	
Mact. (último) =	3.09 Tnf.m	

M (diseño) =	3.09 Tnf.m	As (mín)	8.10 cm2
a =	0.51913		
As =	2.21 cm2		

As (diseño)	2.21 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	15.926	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

As (mín.)	8.10 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	15.926	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	5.94 Tnf	
ØVc	24.39 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	62.04 °

Altura de pantalla =	4.05 m
Talón =	2.15 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	2.15 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	4.05 m	d =	2.09 m

σempuje activo =	2.13 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	3.88 Tnf/m2
Vu =	7.862 Tnf
Mu =	10.613 Tnf.m

Tu	8.172 Tnf	
As	2.16 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	2.03 m	d	1.015 m

σempuje activo =	1.07 Tnf/m2	Tu	2.213 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.59 cm2	
σúltimo =	2.07 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	2.095 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	1.414 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Tercer tramo			
h1 =	1.35 m	d	0.657 m

σempuje activo =	0.71 Tnf/m2	Tu	1.062 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.28 cm2	
σúltimo =	1.46 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	0.989 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	0.445 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	2.07 Tnf/m2
Tu =	3.104 Tnf
As =	0.82 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	0.82 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	2.07 Tnf/m2
Tu =	3.104 Tnf
As =	0.82 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	0.82 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.608 m de la Base	La seccion critica se ubica a	3.443 m

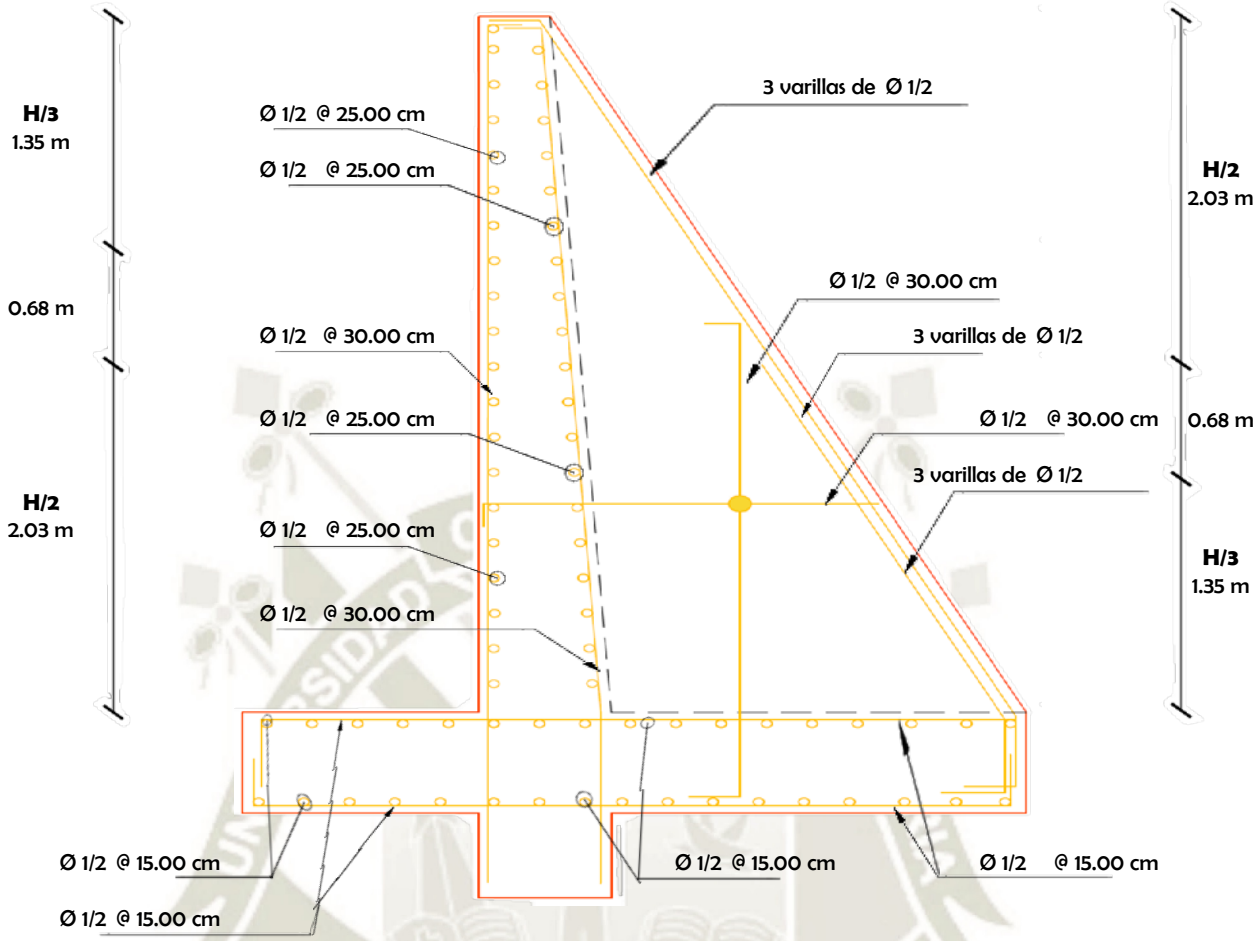
Vu	10.684 Tnf	
Vc	27.289 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	I	H:	5.00 m

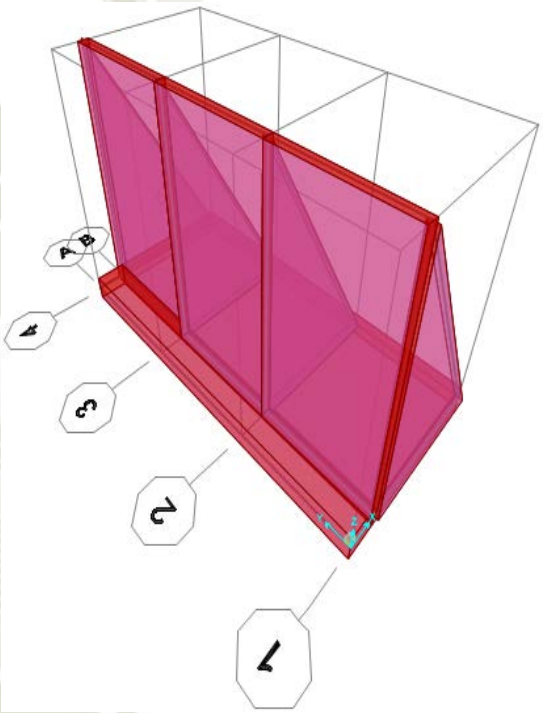
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

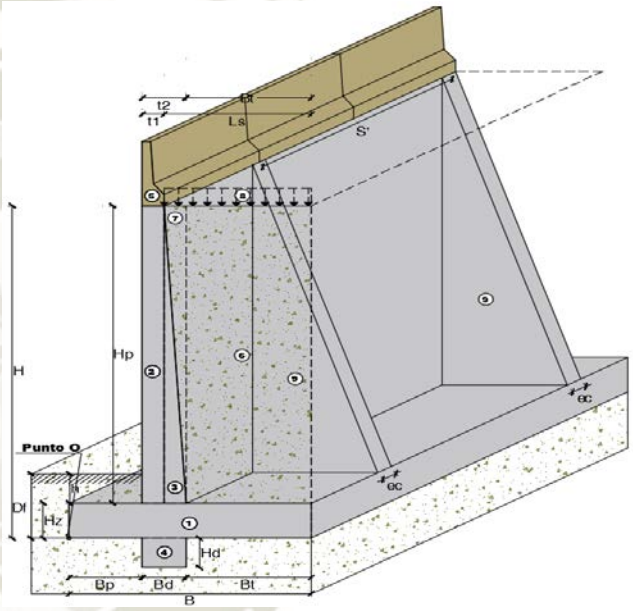
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	2.50 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.42 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.50 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.42 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.50 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.50 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	5.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.00 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	2.65 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.30 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.50 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	3.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m
Talon de Zapata	Bt =	2.60 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.50 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	12.600	↓	1.750	22.050	↷	Zapata
2	8.100	↓	0.725	5.873	↷	Pantalla Rectangular
3	0.810	↓	0.867	0.702	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.725	1.005	↷	New Jersey
6	59.378	↓	2.200	130.631	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	0.591	↓	0.883	0.522	↷	Suelo Relleno Triangular
8	3.975	↓	2.175	8.646	↷	Sobrecarga
9	2.862	↓	1.733	4.961	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	19.752	←	1.667	32.920	↶
E. Pasivo	8.721	→	0.333	2.907	↷
E. Sobrecarga	2.257	←	2.500	5.643	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	6.996	←	3.333	23.321	↶
F.Friccion	35.636	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

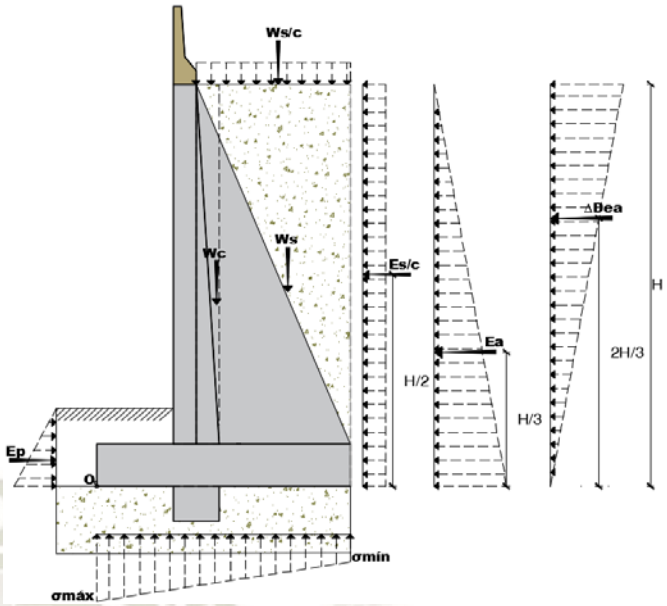
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	89.36 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.422

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	22.009	Tnf
∑ Fr=	44.357	Tnf
∑ Ma=	38.563	Tnf.m
∑ Mr=	177.295	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	26.748	Tnf
∑ Fr=	44.357	Tnf
∑ Ma=	56.241	Tnf.m
∑ Mr=	168.650	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	22.01	Tnf	∑ Fa=	26.75	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	44.36	Tnf	∑ Fr=	44.36	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.02	OK!	FSD =	1.66	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	38.56	Tnf.m	∑ Ma=	56.24	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	174.39	Tnf.m	∑ Mr=	168.65	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.52	OK!	FSV =	3.00	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.51	m	Xr =	1.31	m
	B/6 =	0.58	m	B/6 =	0.58	m
Excentricidad	e' =	0.24	OK!	e' =	0.44	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.16	kg/cm2	σ1 =	1.38	kg/cm2
	σ2 =	0.49	kg/cm2	σ2 =	0.20	kg/cm2
	σmáx =	1.16	kg/cm2	σmáx =	1.38	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	3.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	3.03 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.00 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.258
(De Beer 1970)	Fqs =	1.248
	Fγs =	0.844

Factores de Profundidad	Df/B =	0.29			
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1		
	Fcd =	1.081	Fcd =	1.968	Fcd = 1.081
	Fqd =	1.078	Fqd =	1.929	Fqd = 1.078
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	130.809	Tnf/m2
	qúlt =	13.081	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	4.36	kg/cm2	σadm =	6.54	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.16	OK!	σmáx =	1.38	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	572.43 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.375 m	Kx	12.42 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	12.42 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	26.83 Tnf/m
1'	a	0.458 m	Kx	15.16 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	15.16 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	32.77 Tnf/m
2	a	0.375 m	Kx	24.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	24.83 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	53.67 Tnf/m
2'	a	0.458 m	Kx	30.33 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	30.33 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	65.54 Tnf/m
2''	a	0.417 m	Kx	27.58 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	27.58 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	59.60 Tnf/m
3	a	0.375 m	Kx	49.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	49.66 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	107.33 Tnf/m
3'	a	0.458 m	Kx	60.65 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	60.65 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	131.09 Tnf/m
3''	a	0.417 m	Kx	55.16 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	55.16 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	119.21 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.187
Load - relleno	7.875
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	2.634

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.011
D	0.300

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.30 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.254 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.50 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	3.50 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.422 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	2.60 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.50 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\ CM + 1{,}7\ CV + 1{,}7\ CE$

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	1.500 m
	σempuje activo =	0.79 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.60 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.199 Tnf.m
	a =	0.370 cm
	As =	1.57 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2
	Ø (utilizar)	1/2 plg
	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	25.80 cm
	Esp. utilizado	25.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	1.500 m
σempuje activo =	0.79 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.60 Tnf/m2
M+(centro) =	0.600 Tnf.m
a =	0.184 cm
As =	0.78 cm2
As (mín) =	5.00 cm2
Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	2.250 m	h2 =	2.250 m
	σempuje activo =	1.19 Tnf/m2	σempuje activo =	1.19 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.27 Tnf/m2	σúltimo =	2.27 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.703 Tnf.m	M+(centro) =	0.851 Tnf.m
	a =	0.421 cm	a =	0.210 cm
	As =	1.79 cm2	As =	0.89 cm2
	As (mín) =	5.50 cm2	As (mín) =	5.50 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	23.45 cm	Espaciamiento	23.45 cm
Esp. utilizado	20.00 cm	Esp. utilizado	20.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm

Verificación de corte

Vu	3.179 Tnf	
ØVc	16.559 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	2.37 Tnf/m2	σempuje activo =	2.37 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	4.29 Tnf/m2	σúltimo =	4.29 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	1.736 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.434 Tnf.m
	a =	0.430 cm	a =	0.107 cm
	As =	2.28 cm2	As =	0.57 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm	Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	2.250 m	h2 =	1.500 m	h3 =	0.750 m
Vu	6.812 Tnf					
ØVc	16.559 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	11.614 Tnf/m2
σmín. =	4.927 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(relleno)	7.88 Tnf/m
W(peso prop.)	1.20 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

σ1-1 =	9.894 Tnf/m2
wu1 =	0.90 Tnf.m
wu2 =	7.54 Tnf.m
wu (diseño) =	7.54 Tnf.m

Mu	4.93 Tnf/m
a	0.733 cm
As	3.12 cm2
As (mín)	9.00 cm2

As (diseño)	3.12 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	22.11	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	9.00 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	22.11	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	9.804 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	10.558 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	27.554 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	11.614 Tnf/m2
σmín. =	4.927 Tnf/m2

σ2-2 =	10.467 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	2.02 Tnf.m	
Mact. (último) =	3.44 Tnf.m	

M (diseño) =	3.44 Tnf.m	As (mín)	9.00 cm2
a =	0.50996		
As =	2.17 cm2		

As (diseño)	2.17 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	22.111	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

As (mín.)	9.00 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	22.111	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

Verificación de corte

Vu	6.62 Tnf	
ØVc	27.55 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m
Altura de pantalla =	4.50 m
Talón =	2.60 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	59.98 °

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	2.60 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	4.50 m	d =	2.54 m

σempuje activo =	2.37 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	4.29 Tnf/m2
Vu =	9.642 Tnf
Mu =	14.463 Tnf.m

Tu	9.754 Tnf	
As	2.58 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	2.25 m	d	1.240 m

σempuje activo =	1.19 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.27 Tnf/m2
Vu =	2.554 Tnf
Mu =	1.916 Tnf.m

Tu	2.616 Tnf	
As	0.69 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Tercer tramo			
h1 =	1.50 m	d	0.807 m

σempuje activo =	0.79 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.60 Tnf/m2
Vu =	1.199 Tnf
Mu =	0.600 Tnf.m

Tu	1.244 Tnf	
As	0.33 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	2.27 Tnf/m2
Tu =	3.406 Tnf
As =	0.90 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	0.90 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	2.27 Tnf/m2
Tu =	3.406 Tnf
As =	0.90 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	0.90 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.675 m	de la Base	La seccion critica se ubica a 3.825 m

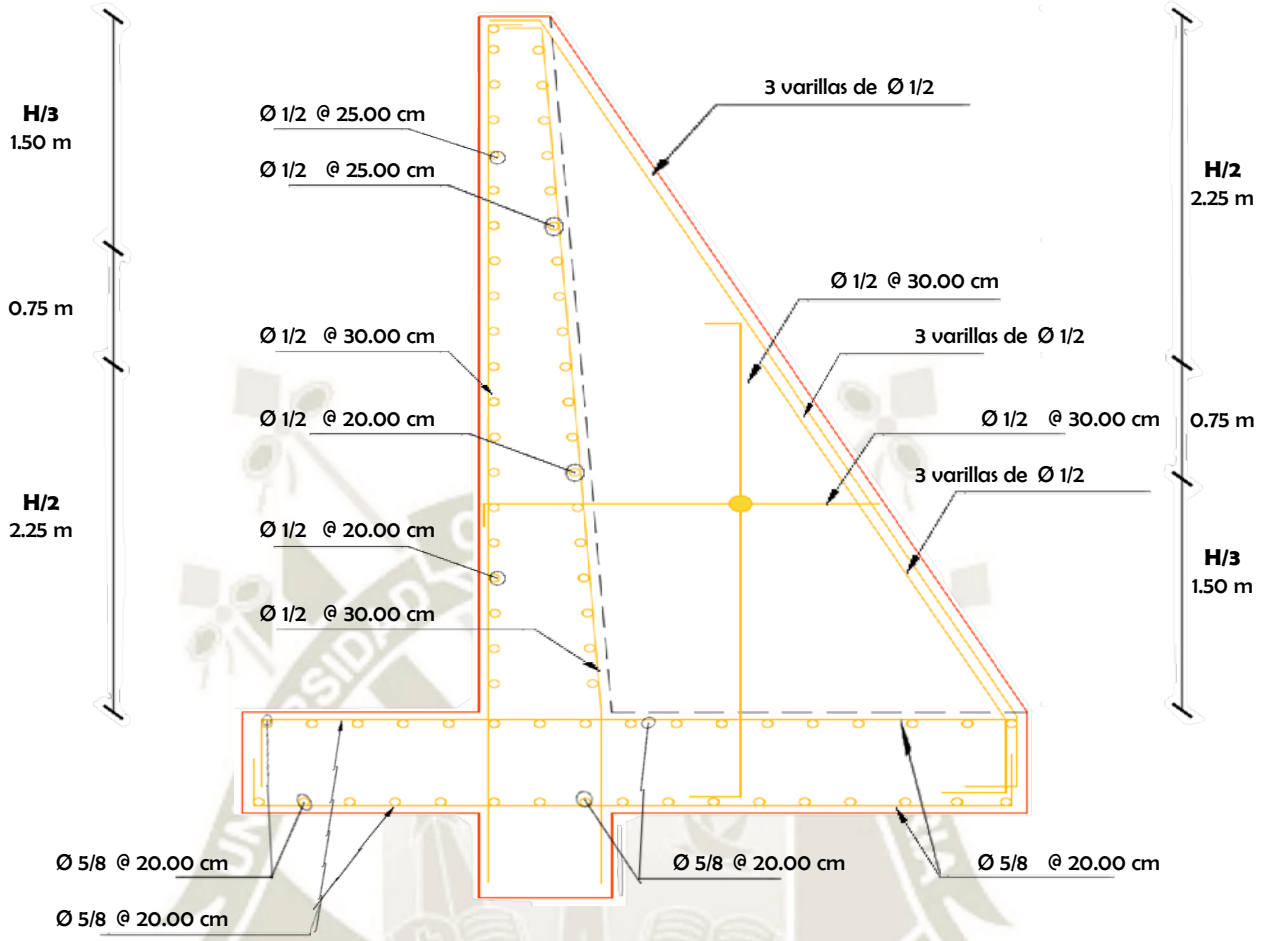
Vu	13.027 Tnf	
Vc	33.164 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	J	H:	5.50 m

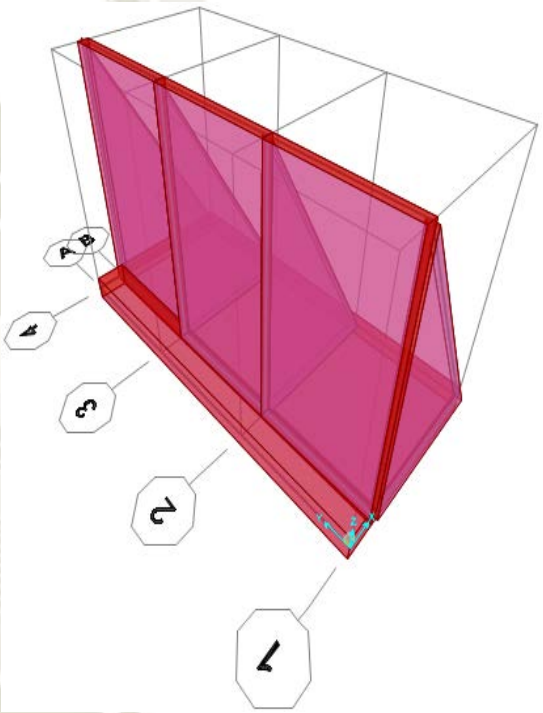
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

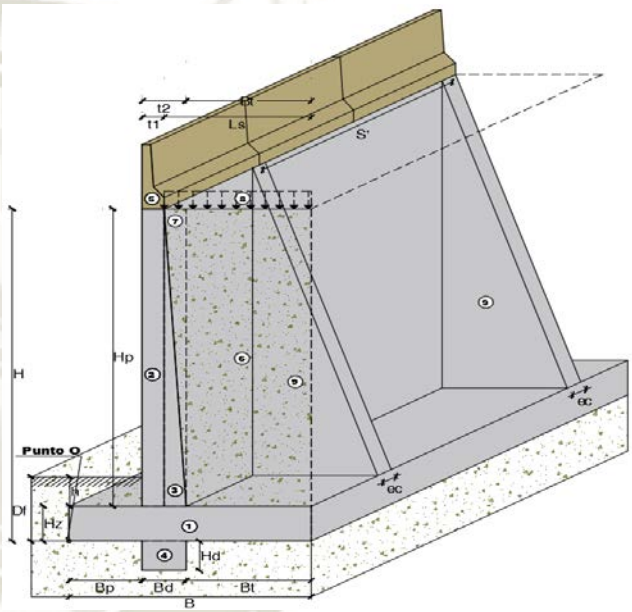
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	2.75 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.46 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.55 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.46 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.55 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.55 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	5.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.05 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	2.90 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.35 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.95 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	3.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m
Talon de Zapata	Bt =	2.80 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.55 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	14.850	↓	1.875	27.844	↷	Zapata
2	8.910	↓	0.725	6.460	↷	Pantalla Rectangular
3	1.782	↓	0.883	1.574	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.725	1.005	↷	New Jersey
6	70.340	↓	2.350	165.298	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	1.299	↓	0.917	1.191	↷	Suelo Relleno Triangular
8	4.350	↓	2.300	10.005	↷	Sobrecarga
9	3.445	↓	1.817	6.259	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	23.900	←	1.833	43.816	↶
E. Pasivo	9.615	→	0.350	3.365	↷
E. Sobrecarga	2.483	←	2.750	6.829	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	8.785	←	3.667	32.211	↶
F.Friccion	42.255	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

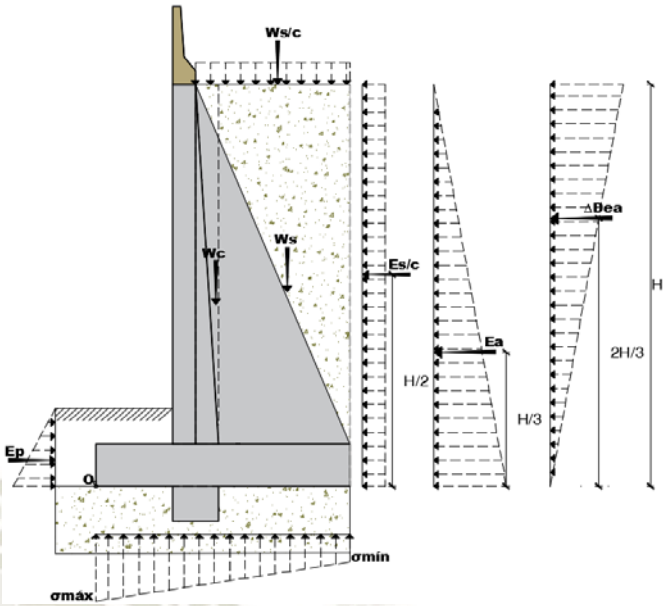
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.84 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.427

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	26.383	Tnf
∑ Fr=	51.870	Tnf
∑ Ma=	50.645	Tnf.m
∑ Mr=	223.001	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	32.685	Tnf
∑ Fr=	51.870	Tnf
∑ Ma=	76.027	Tnf.m
∑ Mr=	212.996	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	26.38	Tnf	∑ Fa=	32.68	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	51.87	Tnf	∑ Fr=	51.87	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.97	OK!	FSD =	1.59	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	50.65	Tnf.m	∑ Ma=	76.03	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	219.64	Tnf.m	∑ Mr=	213.00	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.34	OK!	FSV =	2.80	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.59	m	Xr =	1.34	m
	B/6 =	0.63	m	B/6 =	0.63	m
Excentricidad	e' =	0.29	OK!	e' =	0.53	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.33	kg/cm2	σ1 =	1.62	kg/cm2
	σ2 =	0.50	kg/cm2	σ2 =	0.13	kg/cm2
	σmáx =	1.33	kg/cm2	σmáx =	1.62	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	3.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	3.18 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.05 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.277		
(De Beer 1970)	Fqs =	1.265		
	Fγs =	0.833		
Factores de Profundidad	Df/B =	0.28		
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1	
	Fcd =	1.080	Fcd = 1.989	Fcd = 1.080
	Fqd =	1.076	Fqd = 1.949	Fqd = 1.076
	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	137.063	Tnf/m2
	qúlt =	13.706	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	4.57	kg/cm2	σadm =	6.85	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.33	OK!	σmáx =	1.62	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	534.27 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.388 m	Kx	11.99 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.99 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.91 Tnf/m
1'	a	0.496 m	Kx	15.33 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	15.33 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	33.12 Tnf/m
2	a	0.388 m	Kx	23.98 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.98 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	51.82 Tnf/m
2'	a	0.496 m	Kx	30.65 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	30.65 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	66.25 Tnf/m
2''	a	0.442 m	Kx	27.32 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	27.32 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	59.04 Tnf/m
3	a	0.388 m	Kx	47.96 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	47.96 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	103.65 Tnf/m
3'	a	0.496 m	Kx	61.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	61.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	132.50 Tnf/m
3''	a	0.442 m	Kx	54.63 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	54.63 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	118.07 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.194
Load - relleno	8.663
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	2.897

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.020
D	0.350

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.35 m	Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.304 m
Altura de Pantalla	Hp =	4.95 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	3.75 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.472 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	2.80 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.55 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	1.650 m
	σempuje activo =	0.87 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.73 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.300 Tnf.m
	a =	0.401 cm
	As =	1.71 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	1.650 m
σempuje activo =	0.87 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.73 Tnf/m2
M+(centro) =	0.650 Tnf.m
a =	0.200 cm
As =	0.85 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	2.475 m	h2 =	2.475 m
	σempuje activo =	1.30 Tnf/m2	σempuje activo =	1.30 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.47 Tnf/m2	σúltimo =	2.47 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.854 Tnf.m	M+(centro) =	0.927 Tnf.m
	a =	0.382 cm	a =	0.191 cm
	As =	1.63 cm2	As =	0.81 cm2
	As (mín) =	6.00 cm2	As (mín) =	6.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.50 cm	Espaciamiento	21.50 cm
Esp. utilizado	20.00 cm	Esp. utilizado	20.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm

Verificación de corte

Vu	3.461 Tnf	
ØVc	19.823 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	2.61 Tnf/m2	σempuje activo =	2.61 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	4.69 Tnf/m2	σúltimo =	4.69 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	2.089 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.522 Tnf.m
	a =	0.431 cm	a =	0.107 cm
	As =	2.74 cm2	As =	0.68 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm	Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	2.475 m	h2 =	1.725 m	h3 =	0.750 m
Vu	8.250 Tnf					
ØVc	19.823 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	13.337 Tnf/m2
σmín. =	4.959 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(relleno)	8.66 Tnf/m
W(peso prop.)	1.32 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

σ1-1 =	11.215 Tnf/m2
wu1 =	1.64 Tnf.m
wu2 =	8.99 Tnf.m
wu (diseño) =	8.99 Tnf.m

Mu	5.88 Tnf/m
a	0.781 cm
As	3.32 cm2
As (mín)	9.90 cm2

As (diseño)	3.32 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	20.10	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	9.90 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	20.10	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	12.591 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	12.591 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	30.818 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	13.337 Tnf/m2
σmín. =	4.959 Tnf/m2

σ2-2 =	11.997 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	2.32 Tnf.m	
Mact. (último) =	3.94 Tnf.m	

M (diseño) =	3.94 Tnf.m	As (mín)	9.90 cm2
a =	0.52301		
As =	2.22 cm2		

As (diseño)	2.22 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	20.101	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

As (mín.)	9.90 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	20.101	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 5/8 @ 20.00 cm	

Verificación de corte	
Vu	7.60 Tnf
ØVc	30.82 Tnf Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	60.51 °

Altura de pantalla =	4.95 m
Talón =	2.80 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	2.80 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	4.95 m	d =	2.74 m

σempuje activo =	2.61 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	4.69 Tnf/m2
Vu =	11.603 Tnf
Mu =	19.145 Tnf.m

Tu	11.795 Tnf	
As	3.12 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	2.48 m	d	1.340 m

σempuje activo =	1.30 Tnf/m2	Tu	3.145 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.83 cm2	
σúltimo =	2.47 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	3.059 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	2.524 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Tercer tramo			
h1 =	1.65 m	d	0.873 m

σempuje activo =	0.87 Tnf/m2	Tu	1.488 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.39 cm2	
σúltimo =	1.73 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	1.430 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	0.786 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	2.47 Tnf/m2
Tu =	3.708 Tnf
As =	0.98 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	0.98 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	2.47 Tnf/m2
Tu =	3.708 Tnf
As =	0.98 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	0.98 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.743 m de la Base	La seccion critica se ubica a	4.208 m

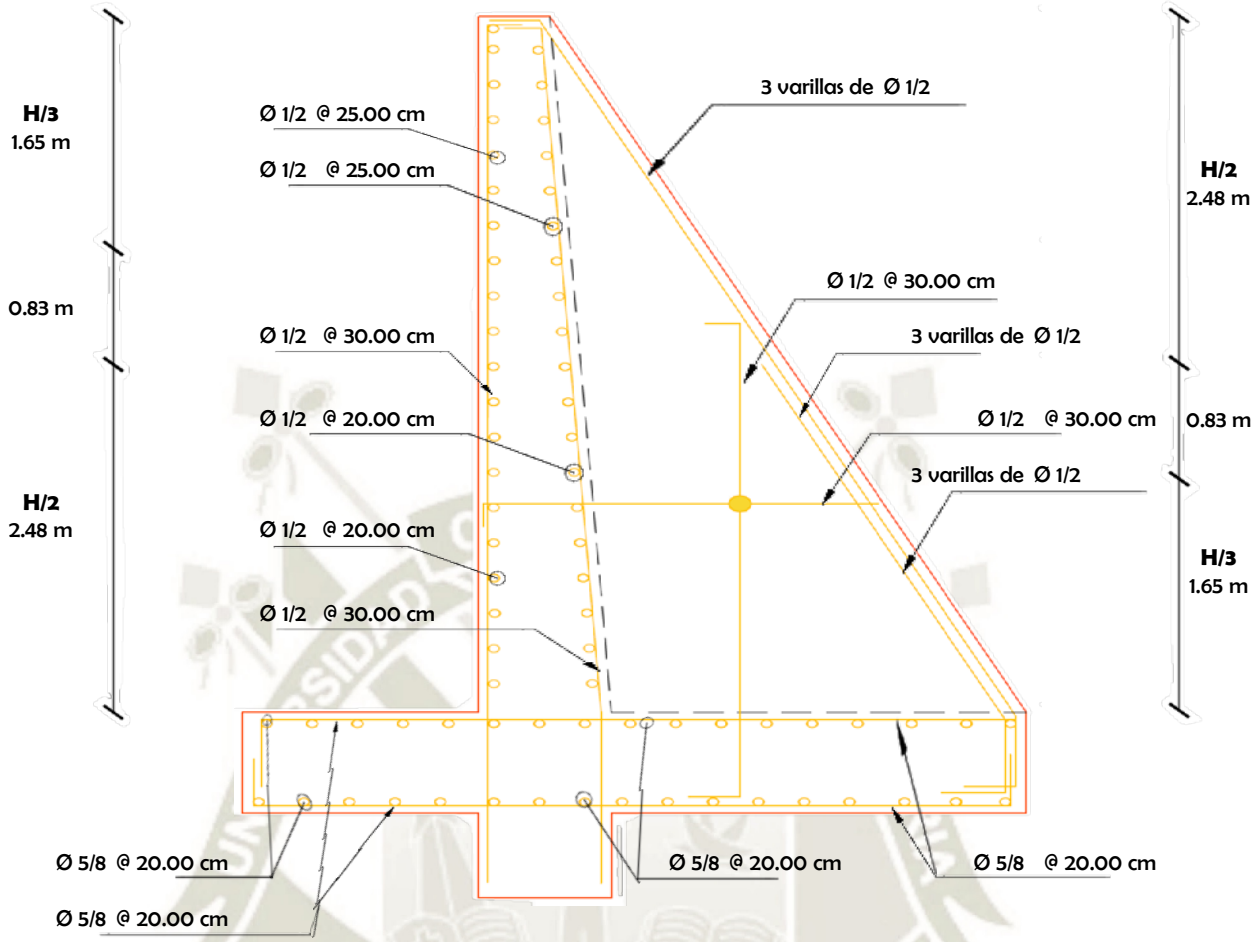
Vu	15.601 Tnf	
Vc	35.775 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION
(MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	K	H:	6.00 m

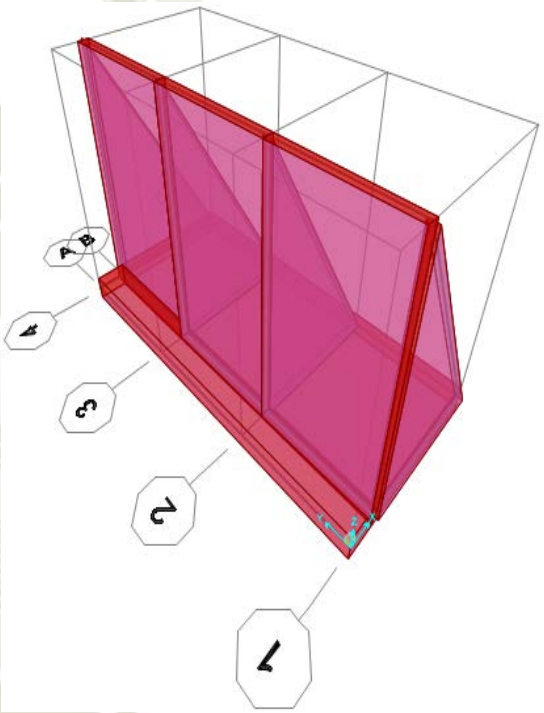
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

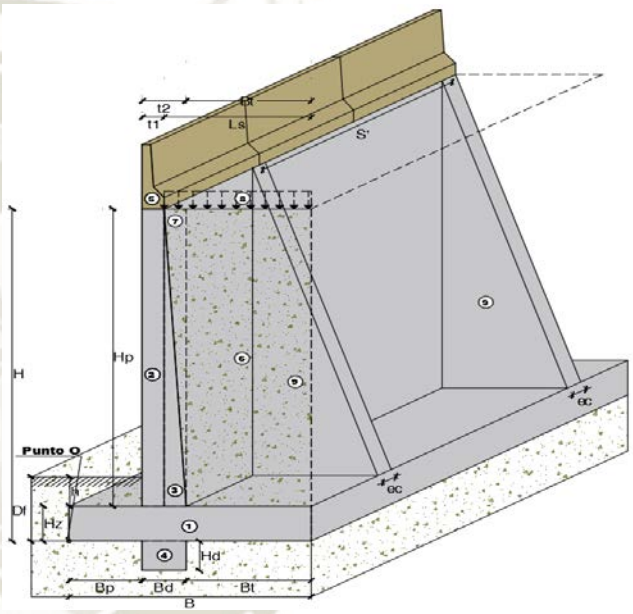
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	3.00 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.50 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.60 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.50 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.60 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.60 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	6.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.10 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	3.40 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.35 m
Altura de Pantalla	Hp =	5.40 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	4.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m
Talon de Zapata	Bt =	3.30 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.60 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	18.360	↓	2.125	39.015	↷	Zapata
2	9.720	↓	0.725	7.047	↷	Pantalla Rectangular
3	1.944	↓	0.883	1.717	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.725	1.005	↷	New Jersey
6	90.437	↓	2.600	235.135	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	1.418	↓	0.917	1.299	↷	Suelo Relleno Triangular
8	5.100	↓	2.550	13.005	↷	Sobrecarga
9	4.406	↓	1.983	8.739	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	28.443	←	2.000	56.886	↶
E. Pasivo	10.553	→	0.367	3.869	↷
E. Sobrecarga	2.709	←	3.000	8.127	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	10.384	←	4.000	41.535	↶
F.Friccion	52.746	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

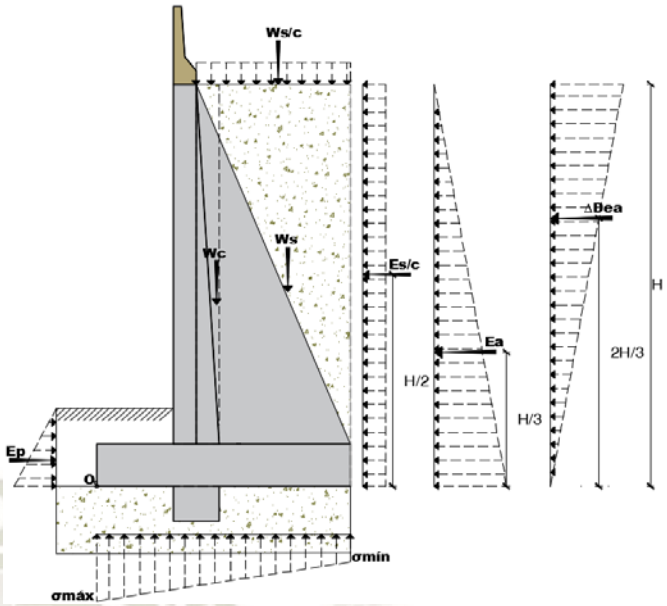
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.94 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.426

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	31.152	Tnf
∑ Fr=	63.299	Tnf
∑ Ma=	65.012	Tnf.m
∑ Mr=	310.832	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	38.827	Tnf
∑ Fr=	63.299	Tnf
∑ Ma=	98.421	Tnf.m
∑ Mr=	297.827	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	31.15	Tnf	∑ Fa=	38.83	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	63.30	Tnf	∑ Fr=	63.30	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.03	OK!	FSD =	1.63	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	65.01	Tnf.m	∑ Ma=	98.42	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	306.96	Tnf.m	∑ Mr=	297.83	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.72	OK!	FSV =	3.03	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.82	m	Xr =	1.56	m
	B/6 =	0.71	m	B/6 =	0.71	m
Excentricidad	e' =	0.30	OK!	e' =	0.56	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.44	kg/cm2	σ1 =	1.74	kg/cm2
	σ2 =	0.58	kg/cm2	σ2 =	0.20	kg/cm2
	σmáx =	1.44	kg/cm2	σmáx =	1.74	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	4.25 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	3.64 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.10 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.314		
(De Beer 1970)	Fqs =	1.301		
	Fγs =	0.811		
Factores de Profundidad	Df/B =	0.26		
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1	
	Fcd =	1.074	Fcd = 2.074	Fcd = 1.074
	Fqd =	1.071	Fqd = 2.030	Fqd = 1.071
	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	150.231	Tnf/m2
	qúlt =	15.023	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

		1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular		2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo	
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00
Esfuerzo Admisible	σadm =	5.01	kg/cm2	σadm =	7.51 kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.44	OK!	σmáx =	1.74 OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	471.42 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.388 m	Kx	10.58 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	10.58 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	22.86 Tnf/m
1'	a	0.434 m	Kx	11.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.83 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.57 Tnf/m
2	a	0.388 m	Kx	21.16 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	21.16 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	45.73 Tnf/m
2'	a	0.434 m	Kx	23.67 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.67 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	51.15 Tnf/m
2"	a	0.411 m	Kx	22.41 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.41 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	48.44 Tnf/m
3	a	0.388 m	Kx	42.32 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	42.32 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	91.45 Tnf/m
3'	a	0.434 m	Kx	47.33 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	47.33 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	102.30 Tnf/m
3"	a	0.411 m	Kx	44.82 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	44.82 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	96.88 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.192
Load - relleno	9.450
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	3.160

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.019
D	0.350

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.35 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.304 m
Altura de Pantalla	Hp =	5.40 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	4.25 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.522 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	3.30 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.60 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\ CM + 1{,}7\ CV + 1{,}7\ CE$
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	1.800 m
	σempuje activo =	0.95 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.87 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.401 Tnf.m
	a =	0.433 cm
	As =	1.84 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	1.800 m
σempuje activo =	0.95 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.87 Tnf/m2
M+(centro) =	0.700 Tnf.m
a =	0.215 cm
As =	0.91 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	2.700 m	h2 =	2.700 m
	σempuje activo =	1.42 Tnf/m2	σempuje activo =	1.42 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.67 Tnf/m2	σúltimo =	2.67 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.005 Tnf.m	M+(centro) =	1.003 Tnf.m
	a =	0.414 cm	a =	0.206 cm
	As =	1.76 cm2	As =	0.88 cm2
	As (mín) =	6.00 cm2	As (mín) =	6.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.50 cm	Espaciamiento	21.50 cm
Esp. utilizado	20.00 cm	Esp. utilizado	20.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm

Verificación de corte

Vu	3.743 Tnf	
ØVc	19.823 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	2.84 Tnf/m2	σempuje activo =	2.84 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	5.09 Tnf/m2	σúltimo =	5.09 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	2.474 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.619 Tnf.m
	a =	0.512 cm	a =	0.127 cm
	As =	3.26 cm2	As =	0.81 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm	Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	2.700 m	h2 =	1.950 m	h3 =	0.750 m
Vu	9.825 Tnf					
ØVc	19.823 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	14.370 Tnf/m2
σmín. =	5.766 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(relleno)	9.45 Tnf/m
W(peso prop.)	1.44 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

σ1-1 =	12.447 Tnf/m2
wu1 =	2.23 Tnf.m
wu2 =	9.13 Tnf.m
wu (diseño) =	9.13 Tnf.m

Mu	5.96 Tnf/m
a	0.716 cm
As	3.04 cm2
As (mín)	10.80 cm2

As (diseño)	3.04 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	10.80 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	15.063 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	12.781 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	34.082 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	14.370 Tnf/m2
σmín. =	5.766 Tnf/m2

σ2-2 =	13.155 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	2.51 Tnf.m	
Mact. (último) =	4.27 Tnf.m	

M (diseño) =	4.27 Tnf.m	As (mín)	10.80 cm2
a =	0.51203		
As =	2.18 cm2		

As (diseño)	2.18 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.426	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	10.80 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	18.426	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	8.26 Tnf	
ØVc	34.08 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m
Altura de pantalla =	5.40 m
Talón =	3.30 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	58.57 °

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	3.30 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	5.40 m	d =	3.24 m

σempuje activo =	2.84 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	5.09 Tnf/m2
Vu =	13.746 Tnf
Mu =	24.743 Tnf.m

Tu	13.684 Tnf	
As	3.62 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	2.70 m	d	1.590 m

σempuje activo =	1.42 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.67 Tnf/m2
Vu =	3.609 Tnf
Mu =	3.248 Tnf.m

Tu	3.625 Tnf	
As	0.96 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Tercer tramo			
h1 =	1.80 m	d	1.040 m

σempuje activo =	0.95 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.87 Tnf/m2
Vu =	1.681 Tnf
Mu =	1.009 Tnf.m

Tu	1.704 Tnf	
As	0.45 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1/2	1.29 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	2.67 Tnf/m2
Tu =	4.010 Tnf
As =	1.06 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	1.06 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	2.67 Tnf/m2
Tu =	4.010 Tnf
As =	1.06 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	1.06 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.810 m	de la Base	La seccion critica se ubica a 4.590 m

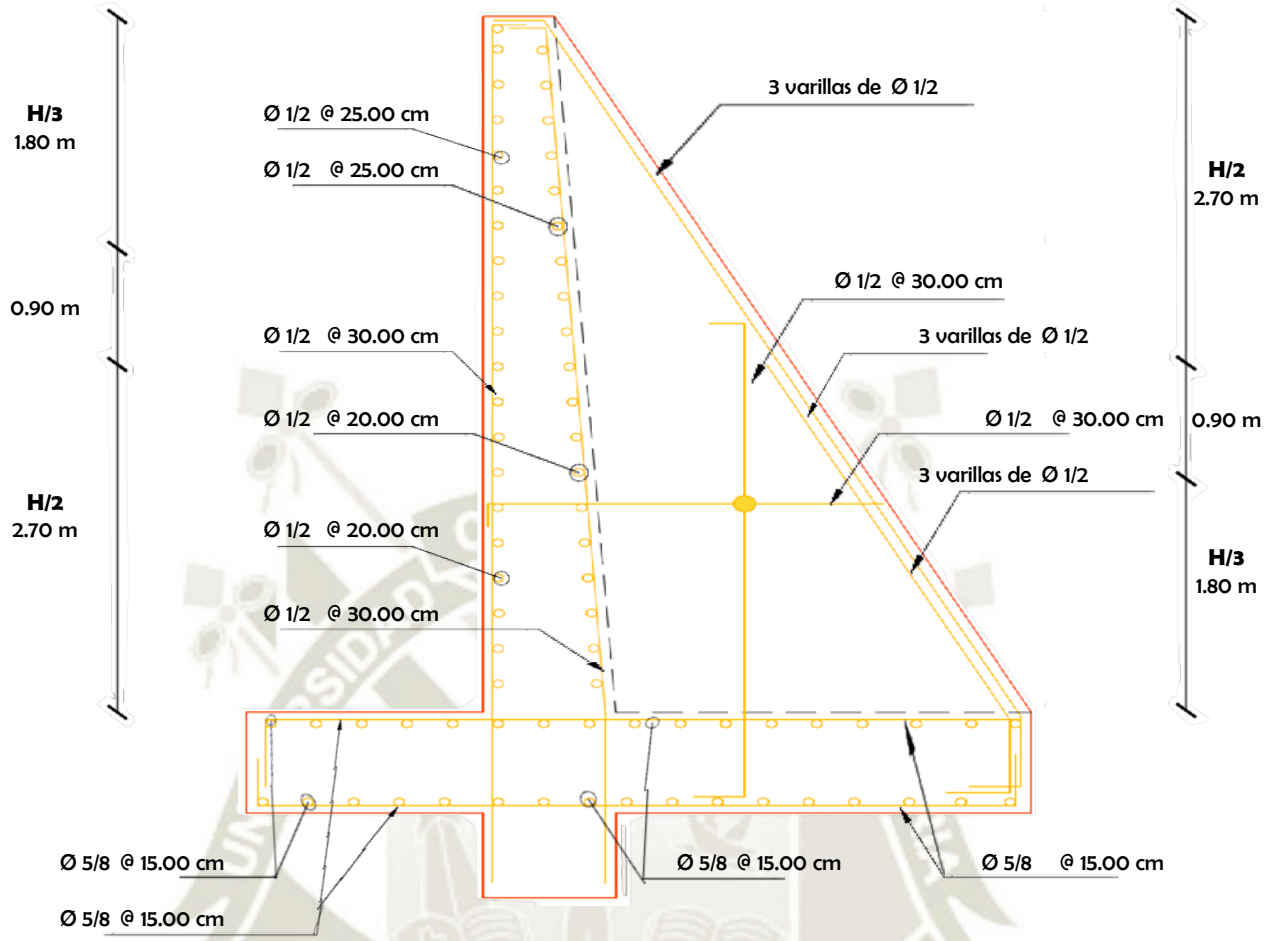
Vu	18.407 Tnf	
Vc	42.304 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	L	H:	6.50 m

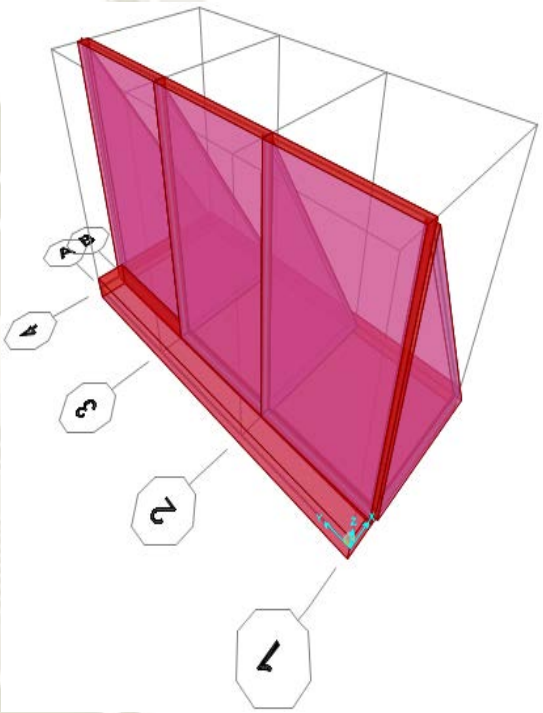
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

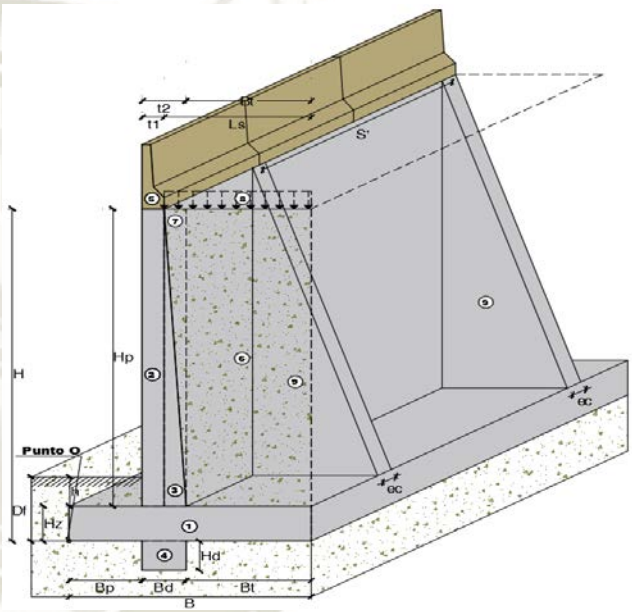
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	3.25 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.54 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.65 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.54 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.65 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.65 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	6.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.15 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	3.65 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.40 m
Altura de Pantalla	Hp =	5.85 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	4.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m
Talon de Zapata	Bt =	3.50 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.65 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	21.060	↓	2.250	47.385	↷	Zapata
2	10.530	↓	0.725	7.634	↷	Pantalla Rectangular
3	3.159	↓	0.900	2.843	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.600	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.725	1.005	↷	New Jersey
6	103.911	↓	2.750	285.754	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	2.303	↓	0.950	2.188	↷	Suelo Relleno Triangular
8	5.475	↓	2.675	14.646	↷	Sobrecarga
9	5.125	↓	2.067	10.591	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	33.381	←	2.167	72.325	↶
E. Pasivo	11.534	→	0.383	4.421	↷
E. Sobrecarga	2.935	←	3.250	9.537	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	12.539	←	4.333	54.335	↶
F.Friccion	60.763	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

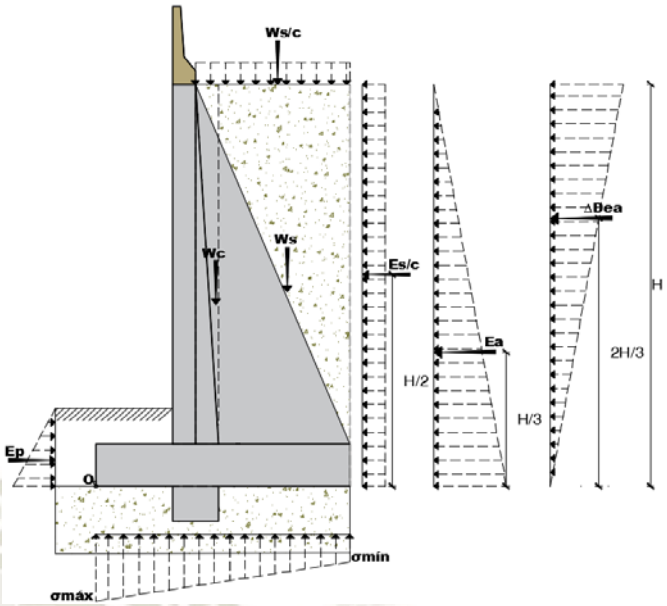
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.53 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.430

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	36.315	Tnf
∑ Fr=	72.297	Tnf
∑ Ma=	81.863	Tnf.m
∑ Mr=	376.468	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	45.920	Tnf
∑ Fr=	72.297	Tnf
∑ Ma=	126.661	Tnf.m
∑ Mr=	361.822	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	36.32	Tnf	∑ Fa=	45.92	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	72.30	Tnf	∑ Fr=	72.30	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.99	OK!	FSD =	1.57	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	81.86	Tnf.m	∑ Ma=	126.66	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	372.05	Tnf.m	∑ Mr=	361.82	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.54	OK!	FSV =	2.86	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	1.90	m	Xr =	1.59	m
	B/6 =	0.75	m	B/6 =	0.75	m
Excentricidad	e' =	0.35	OK!	e' =	0.66	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.61	kg/cm2	σ1 =	1.98	kg/cm2
	σ2 =	0.58	kg/cm2	σ2 =	0.13	kg/cm2
	σmáx =	1.61	kg/cm2	σmáx =	1.98	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	4.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	3.79 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.15 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.332		
(De Beer 1970)	Fqs =	1.319		
	Fγs =	0.800		
Factores de Profundidad	Df/B =	0.26		
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1	
	Fcd =	1.073	Fcd = 2.088	Fcd = 1.073
	Fqd =	1.070	Fqd = 2.044	Fqd = 1.070
	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	156.371	Tnf/m2
	qúlt =	15.637	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	5.21	kg/cm2	σadm =	7.82	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.61	OK!	σmáx =	1.98	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	445.23 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.400 m	Kx	10.30 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	10.30 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	22.26 Tnf/m
1'	a	0.463 m	Kx	11.92 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.92 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.77 Tnf/m
2	a	0.400 m	Kx	20.60 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	20.60 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	44.52 Tnf/m
2'	a	0.463 m	Kx	23.85 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.85 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	51.53 Tnf/m
2''	a	0.432 m	Kx	22.22 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.22 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	48.03 Tnf/m
3	a	0.400 m	Kx	41.20 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	41.20 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	89.05 Tnf/m
3'	a	0.463 m	Kx	47.69 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	47.69 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	103.07 Tnf/m
3''	a	0.432 m	Kx	44.45 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	44.45 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	96.06 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.198
Load - relleno	10.238
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	3.424

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.026
D	0.400

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m	Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.40 m	Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.354 m
Altura de Pantalla	Hp =	5.85 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	4.50 m	Peralte efectivo zapata	d1 =	0.572 m
Punta de Zapata	Bp =	0.60 m	Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	3.50 m			
Peralte de Zapata	Hz =	0.65 m			
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)		

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	1.950 m
	σempuje activo =	1.03 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.00 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.501 Tnf.m
	α =	0.464 cm
	As =	1.97 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	1.950 m
σempuje activo =	1.03 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.00 Tnf/m2
M+(centro) =	0.751 Tnf.m
α =	0.231 cm
As =	0.98 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	2.925 m	h2 =	2.925 m
	σempuje activo =	1.54 Tnf/m2	σempuje activo =	1.54 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.87 Tnf/m2	σúltimo =	2.87 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.156 Tnf.m	M+(centro) =	1.078 Tnf.m
	a =	0.382 cm	a =	0.190 cm
	As =	1.62 cm2	As =	0.81 cm2
	As (mín) =	6.50 cm2	As (mín) =	6.50 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	19.85 cm	Espaciamiento	19.85 cm
Esp. utilizado	15.00 cm	Esp. utilizado	15.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	4.025 Tnf	
ØVc	23.088 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	3.08 Tnf/m2	σempuje activo =	3.08 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	5.49 Tnf/m2	σúltimo =	5.49 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	2.893 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.723 Tnf.m
	a =	0.513 cm	a =	0.128 cm
	As =	3.81 cm2	As =	0.94 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	33.90 cm	Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	2.925 m	h2 =	2.175 m	h3 =	0.750 m
Vu	11.536 Tnf					
ØVc	23.088 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	16.100 Tnf/m2
σmín. =	5.800 Tnf/m2

σ1-1 =	13.811 Tnf/m2
wu1 =	3.04 Tnf.m
wu2 =	10.58 Tnf.m
wu (diseño) =	10.58 Tnf.m

Carga Actuantes	
W(relleno)	10.24 Tnf/m
W(peso prop.)	1.56 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

Mu	6.91 Tnf/m
a	0.757 cm
As	3.22 cm2
As (mín)	11.70 cm2

As (diseño)	3.22 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	17.01	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	11.70 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	17.01	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	18.511 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	14.809 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	37.346 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	16.100 Tnf/m2
σmín. =	5.800 Tnf/m2

σ2-2 =	14.727 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	2.82 Tnf.m	
Mact. (último) =	4.79 Tnf.m	

M (diseño) =	4.79 Tnf.m	As (mín)	11.70 cm2
a =	0.52322		
As =	2.22 cm2		

As (diseño)	2.22 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	17.009	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	11.70 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	17.009	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte	
Vu	9.25 Tnf
ØVc	37.35 Tnf Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	59.11 °

Altura de pantalla =	5.85 m
Talón =	3.50 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	3.50 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	5.85 m	d =	3.44 m

σempuje activo =	3.08 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	5.49 Tnf/m2
Vu =	16.070 Tnf
Mu =	31.337 Tnf.m

Tu	16.068 Tnf	
As	4.25 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	5/8	1.99 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 5/8	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	2.93 m	d	1.690 m

σempuje activo =	1.54 Tnf/m2	Tu	4.240 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	1.12 cm2	
σúltimo =	2.87 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	4.205 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	4.099 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

Tercer tramo			
h1 =	1.95 m	d	1.107 m

σempuje activo =	1.03 Tnf/m2	Tu	1.986 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.53 cm2	
σúltimo =	2.00 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	1.952 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	1.269 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	2.87 Tnf/m2
Tu =	4.312 Tnf
As =	1.14 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	1.14 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	2.87 Tnf/m2
Tu =	4.312 Tnf
As =	1.14 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	1.14 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.878 m de la Base	La seccion critica se ubica a	4.973 m

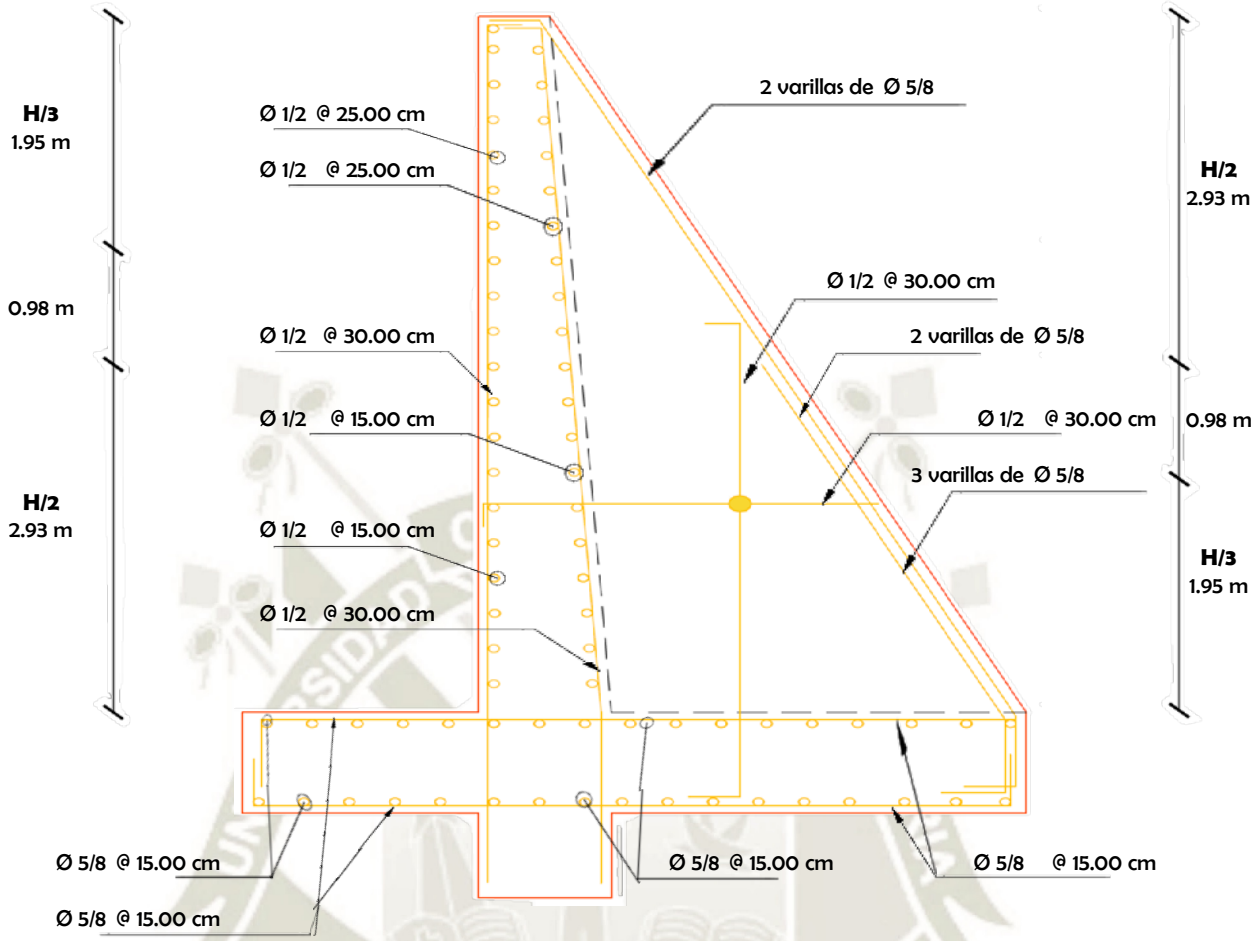
Vu	21.444 Tnf	
Vc	44.915 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	M	H:	7.00 m

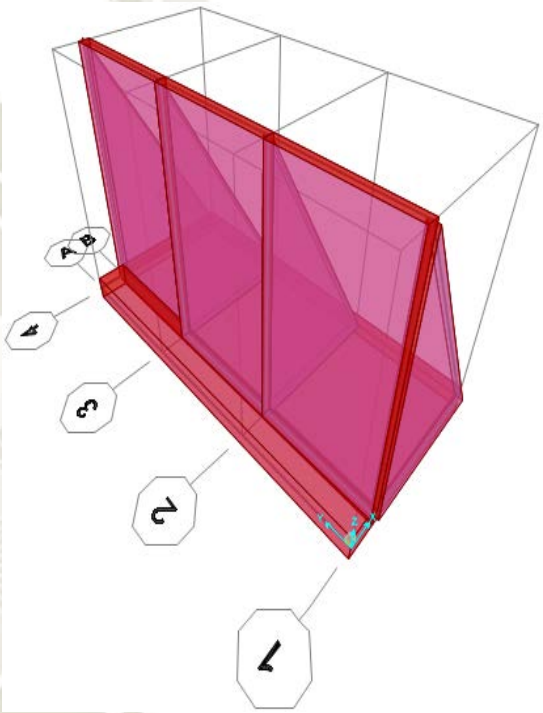
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

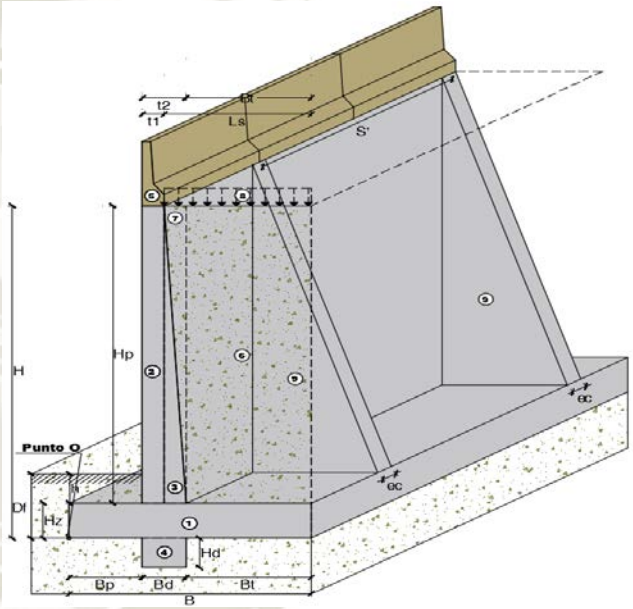
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	3.50 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.58 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.70 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.58 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.70 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.70 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	7.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.20 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	3.75 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.40 m
Altura de Pantalla	Hp =	6.30 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	4.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	3.60 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.70 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	23.940	↓	2.375	56.858	↷	Zapata
2	11.340	↓	0.875	9.923	↷	Pantalla Rectangular
3	3.402	↓	1.050	3.572	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.875	1.213	↷	New Jersey
6	115.101	↓	2.950	339.548	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	2.481	↓	1.100	2.729	↷	Suelo Relleno Triangular
8	5.625	↓	2.875	16.172	↷	Sobrecarga
9	5.670	↓	2.250	12.758	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	38.714	←	2.333	90.332	↶
E. Pasivo	12.559	→	0.400	5.024	↷
E. Sobrecarga	3.160	←	3.500	11.061	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	14.437	←	4.667	67.372	↶
F.Friccion	67.117	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

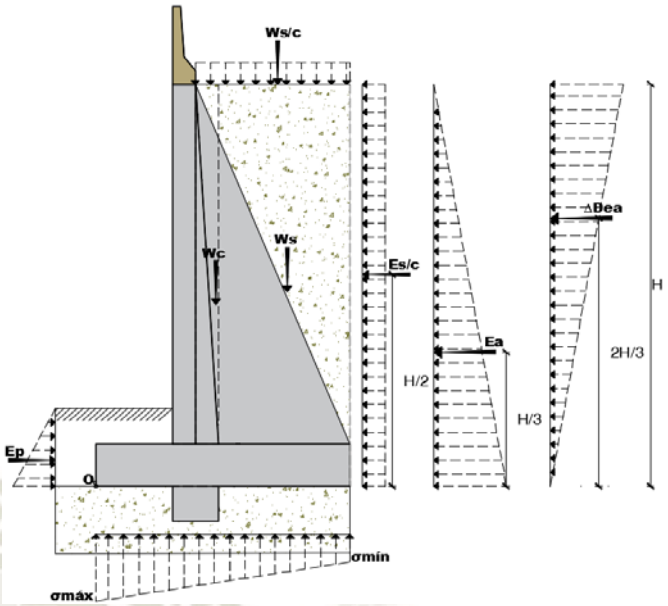
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.64 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.429

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	41.874	Tnf
∑ Fr=	79.676	Tnf
∑ Ma=	101.394	Tnf.m
∑ Mr=	447.794	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	53.151	Tnf
∑ Fr=	79.676	Tnf
∑ Ma=	157.704	Tnf.m
∑ Mr=	431.623	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	41.87	Tnf	∑ Fa=	53.15	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	79.68	Tnf	∑ Fr=	79.68	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.90	OK!	FSD =	1.50	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	101.39	Tnf.m	∑ Ma=	157.70	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	442.77	Tnf.m	∑ Mr=	431.62	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.37	OK!	FSV =	2.74	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.02	m	Xr =	1.68	m
	B/6 =	0.79	m	B/6 =	0.79	m
Excentricidad	e' =	0.35	OK!	e' =	0.70	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.66	kg/cm2	σ1 =	2.08	kg/cm2
	σ2 =	0.63	kg/cm2	σ2 =	0.13	kg/cm2
	σmáx =	1.66	kg/cm2	σmáx =	2.08	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	4.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	4.04 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.20 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.350
(De Beer 1970)	Fqs =	1.336
	Fγs =	0.789

			Segundo caso Df/B>1		
Factores de Profundidad	Df/B =	0.25			
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1				
	Fcd =	1.072	Fcd =	2.102	Fcd = 1.072
	Fqd =	1.069	Fqd =	2.057	Fqd = 1.069
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	164.677	Tnf/m2
	qúlt =	16.468	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	5.49	kg/cm2	σadm =	8.23	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.66	OK!	σmáx =	2.08	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	421.79 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.475 m	Kx	11.59 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.59 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.04 Tnf/m
1'	a	0.475 m	Kx	11.59 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.59 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.04 Tnf/m
2	a	0.475 m	Kx	23.18 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.18 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	50.09 Tnf/m
2'	a	0.475 m	Kx	23.18 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.18 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	50.09 Tnf/m
2''	a	0.475 m	Kx	23.18 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.18 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	50.09 Tnf/m
3	a	0.475 m	Kx	46.35 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	46.35 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	100.18 Tnf/m
3'	a	0.475 m	Kx	46.35 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	46.35 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	100.18 Tnf/m
3''	a	0.475 m	Kx	46.35 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	46.35 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	100.18 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.196
Load - relleno	11.025
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	3.687

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.024
D	0.400

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.40 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.354 m
Altura de Pantalla	Hp =	6.30 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	4.75 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.622 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	3.60 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.70 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	2.100 m
	σempuje activo =	1.11 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.14 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.602 Tnf.m
	a =	0.496 cm
	As =	2.11 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	2.100 m
σempuje activo =	1.11 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.14 Tnf/m2
M+(centro) =	0.801 Tnf.m
a =	0.246 cm
As =	1.05 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	3.150 m	h2 =	3.150 m
	σempuje activo =	1.66 Tnf/m2	σempuje activo =	1.66 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	3.08 Tnf/m2	σúltimo =	3.08 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.307 Tnf.m	M+(centro) =	1.154 Tnf.m
	a =	0.408 cm	a =	0.204 cm
	As =	1.74 cm2	As =	0.87 cm2
	As (mín) =	6.50 cm2	As (mín) =	6.50 cm2
	Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	19.85 cm	Espaciamiento	19.85 cm
	Esp. utilizado	15.00 cm	Esp. utilizado	15.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	4.307 Tnf	
ØVc	23.088 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	3.32 Tnf/m2	σempuje activo =	3.32 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	5.90 Tnf/m2	σúltimo =	5.90 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	3.344 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.836 Tnf.m
	a =	0.593 cm	a =	0.147 cm
	As =	4.41 cm2	As =	1.09 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2
	Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	29.27 cm	Espaciamiento	34.40 cm
	Esp. utilizado	25.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	3.150 m	h2 =	2.400 m	h3 =	0.750 m
Vu	13.382 Tnf					
ØVc	23.088 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	16.586 Tnf/m2
σmín. =	6.329 Tnf/m2
σ1-1 =	14.103 Tnf/m2
wu1 =	2.03 Tnf.m
wu2 =	11.18 Tnf.m
wu (diseño) =	11.18 Tnf.m

Carga Actuantes	
W(relleno)	11.03 Tnf/m
W(peso prop.)	1.68 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m
Mu	7.31 Tnf/m
a	0.736 cm
As	3.13 cm2
As (mín)	12.60 cm2

As (diseño)	3.13 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	15.79	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	12.60 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	15.79	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte		
Vu	20.133 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	15.659 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	40.611 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	16.586 Tnf/m2
σmín. =	6.329 Tnf/m2

σ2-2 =	14.967 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	4.51 Tnf.m	
Mact. (último) =	7.67 Tnf.m	

M (diseño) =	7.67 Tnf.m	As (mín)	12.60 cm2
a =	0.77253		
As =	3.28 cm2		

As (diseño)	3.28 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	15.794	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

As (mín.)	12.60 cm2			
Ø (utilizar)	5/8	plg	As	1.99 cm2
Espaciamiento	15.794	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm	

Verificación de corte		
Vu	11.83 Tnf	
ØVc	40.61 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	60.26 °

Altura de pantalla =	6.30 m
Talón =	3.60 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	3.60 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	6.30 m	d =	3.54 m

σempuje activo =	3.32 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	5.90 Tnf/m2
Vu =	18.576 Tnf
Mu =	39.009 Tnf.m

Tu	18.784 Tnf	
As	4.97 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	5/8	1.99 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 5/8	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	3.15 m	d	1.740 m

σempuje activo =	1.66 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	3.08 Tnf/m2
Vu =	4.845 Tnf
Mu =	5.088 Tnf.m

Tu	4.943 Tnf	
As	1.31 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	5/8	1.99 cm2
# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

Tercer tramo			
h1 =	2.10 m	d	1.140 m

σempuje activo =	1.11 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.14 Tnf/m2
Vu =	2.243 Tnf
Mu =	1.570 Tnf.m

Tu	2.309 Tnf	
As	0.61 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	5/8	1.99 cm2
# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	3.08 Tnf/m2
Tu =	4.615 Tnf
As =	1.22 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	1.22 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	3.08 Tnf/m2
Tu =	4.615 Tnf
As =	1.22 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	1.22 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	0.945 m	de la Base	La seccion critica se ubica a 5.355 m

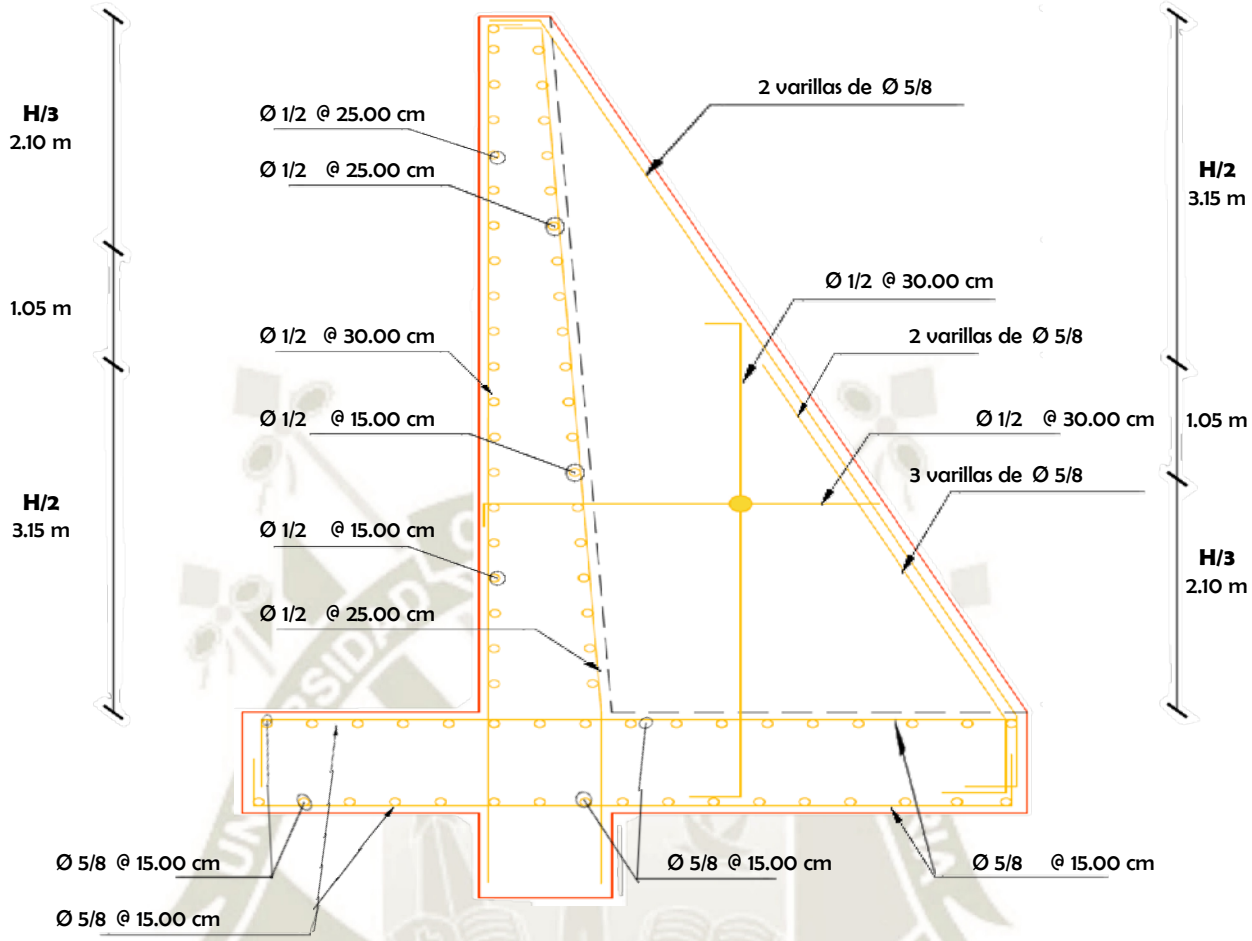
Vu	24.711 Tnf	
Vc	46.221 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	N	H:	7.50 m

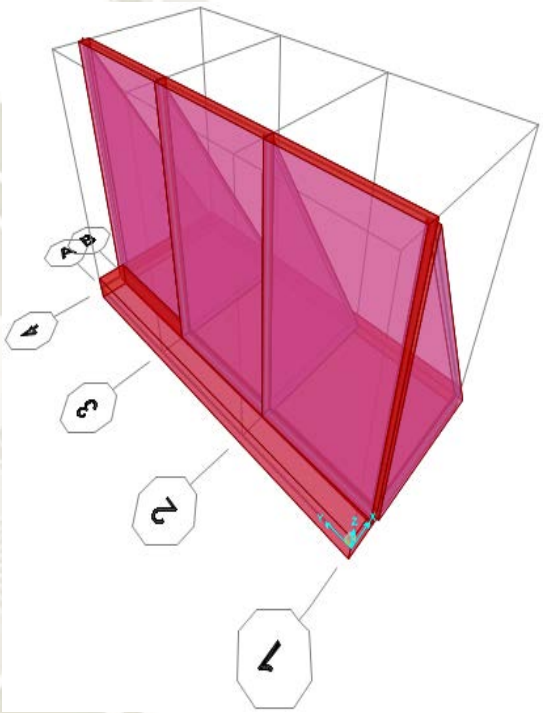
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

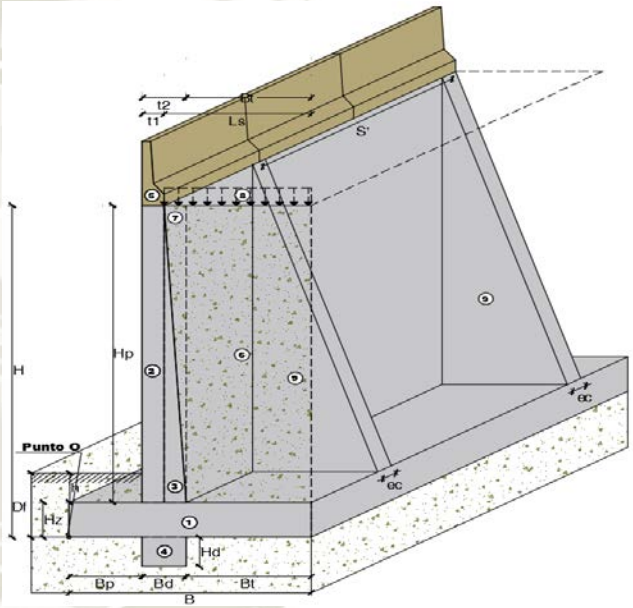
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	3.75 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.63 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.75 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.63 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.75 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.75 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	7.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.25 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	4.25 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.45 m
Altura de Pantalla	Hp =	6.75 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	5.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	4.05 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.75 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	28.350	↓	2.625	74.419	↷	Zapata
2	12.150	↓	0.875	10.631	↷	Pantalla Rectangular
3	4.860	↓	1.067	5.184	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.875	1.213	↷	New Jersey
6	138.738	↓	3.225	447.429	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	3.544	↓	1.133	4.016	↷	Suelo Relleno Triangular
8	6.375	↓	3.125	19.922	↷	Sobrecarga
9	6.885	↓	2.417	16.639	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	44.442	←	2.500	111.105	↶
E. Pasivo	13.627	→	0.417	5.678	↷
E. Sobrecarga	3.386	←	3.750	12.698	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	16.959	←	5.000	84.793	↶
F.Friccion	80.364	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

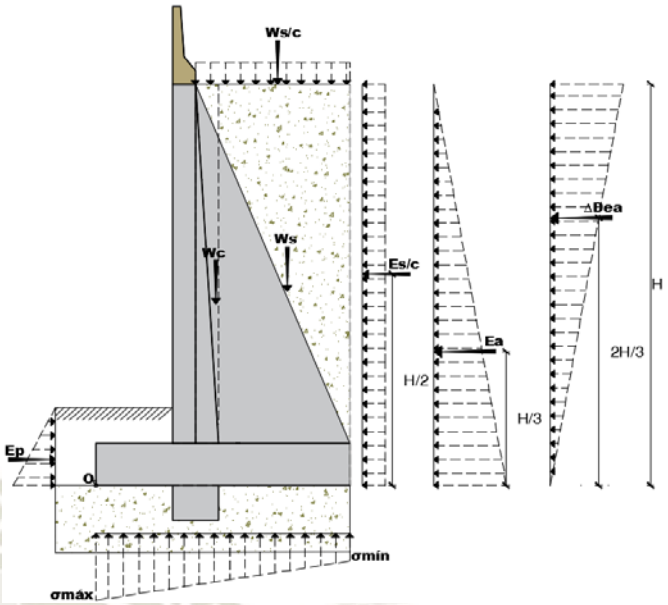
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.30 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.432

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	47.828	Tnf
∑ Fr=	93.991	Tnf
∑ Ma=	123.803	Tnf.m
∑ Mr=	585.131	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	61.400	Tnf
∑ Fr=	93.991	Tnf
∑ Ma=	195.898	Tnf.m
∑ Mr=	565.209	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	47.83	Tnf	∑ Fa=	61.40	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	93.99	Tnf	∑ Fr=	93.99	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.97	OK!	FSD =	1.53	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	123.80	Tnf.m	∑ Ma=	195.90	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	579.45	Tnf.m	∑ Mr=	565.21	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.68	OK!	FSV =	2.89	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.25	m	Xr =	1.89	m
	B/6 =	0.88	m	B/6 =	0.88	m
Excentricidad	e' =	0.37	OK!	e' =	0.74	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.77	kg/cm2	σ1 =	2.22	kg/cm2
	σ2 =	0.71	kg/cm2	σ2 =	0.19	kg/cm2
	σmáx =	1.77	kg/cm2	σmáx =	2.22	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	5.25 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	4.50 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.25 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.387					
(De Beer 1970)	Fqs =	1.372					
	Fγs =	0.767					
Factores de Profundidad	Df/B =	0.24					
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1			Segundo caso Df/B>1			
	Fcd =	1.068		Fcd =	2.172	Fcd =	1.068
	Fqd =	1.065		Fqd =	2.124	Fqd =	1.065
	Fγd =	1.000		Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	177.070	Tnf/m2
	qúlt =	17.707	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	5.90	kg/cm2	σadm =	8.85	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.77	OK!	σmáx =	2.22	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	381.62 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.488 m	Kx	10.77 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	10.77 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	23.28 Tnf/m
1'	a	0.534 m	Kx	11.79 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	11.79 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	25.47 Tnf/m
2	a	0.488 m	Kx	21.54 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	21.54 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	46.56 Tnf/m
2'	a	0.534 m	Kx	23.57 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	23.57 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	50.95 Tnf/m
2"	a	0.511 m	Kx	22.56 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.56 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	48.75 Tnf/m
3	a	0.488 m	Kx	43.08 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	43.08 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	93.12 Tnf/m
3'	a	0.534 m	Kx	47.15 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	47.15 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	101.89 Tnf/m
3"	a	0.511 m	Kx	45.12 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	45.12 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	97.50 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.201
Load - relleno	11.813
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	3.950

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.030
D	0.450

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.45 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.404 m
Altura de Pantalla	Hp =	6.75 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	5.25 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.670 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	4.05 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.75 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	2.250 m
	σempuje activo =	1.19 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.27 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.703 Tnf.m
	a =	0.527 cm
	As =	2.24 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	2.250 m
σempuje activo =	1.19 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.27 Tnf/m2
M+(centro) =	0.851 Tnf.m
a =	0.262 cm
As =	1.11 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	3.375 m	h2 =	3.375 m
	σempuje activo =	1.78 Tnf/m2	σempuje activo =	1.78 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	3.28 Tnf/m2	σúltimo =	3.28 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.458 Tnf.m	M+(centro) =	1.229 Tnf.m
	a =	0.381 cm	a =	0.190 cm
	As =	1.62 cm2	As =	0.81 cm2
	As (mín) =	7.00 cm2	As (mín) =	7.00 cm2
	Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	18.43 cm	Espaciamiento	18.43 cm
	Esp. utilizado	15.00 cm	Esp. utilizado	15.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	4.589 Tnf	
ØVc	26.352 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	3.56 Tnf/m2	σempuje activo =	3.56 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	6.30 Tnf/m2	σúltimo =	6.30 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	3.827 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.957 Tnf.m
	a =	0.595 cm	a =	0.148 cm
	As =	5.05 cm2	As =	1.25 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2
	Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	25.57 cm	Espaciamiento	34.40 cm
	Esp. utilizado	25.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	3.375 m	h2 =	2.625 m	h3 =	0.750 m
Vu	15.365 Tnf					
ØVc	26.352 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	17.688 Tnf/m2
σmín. =	7.125 Tnf/m2
σ1-1 =	15.274 Tnf/m2
wu1 =	2.51 Tnf.m
wu2 =	11.34 Tnf.m
wu (diseño) =	11.34 Tnf.m

Carga Actuantes	
W(relleno)	11.81 Tnf/m
W(peso prop.)	1.80 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m
Mu	7.41 Tnf/m
a	0.691 cm
As	2.94 cm2
As (mín)	13.50 cm2

As (diseño)	2.94 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	21.04	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 3/4 @ 20.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	13.50 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	21.04	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 3/4 @ 20.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	22.962 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	15.875 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	43.771 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	17.688 Tnf/m2
σmín. =	7.125 Tnf/m2

σ2-2 =	16.179 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	4.83 Tnf.m	
Mact. (último) =	8.22 Tnf.m	

M (diseño) =	8.22 Tnf.m	As (mín)	13.50 cm2
a =	0.76723		
As =	3.26 cm2		

As (diseño)	3.26 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	21.037	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 3/4 @ 20.00 cm	

As (mín.)	13.50 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	21.037	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	20.00	cm	Ø 3/4 @ 20.00 cm	

Verificación de corte

Vu	12.70 Tnf	
ØVc	43.77 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	59.04 °

Altura de pantalla =	6.75 m
Talón =	4.05 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	4.05 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	6.75 m	d =	3.99 m

σempuje activo =	3.56 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	6.30 Tnf/m2
Vu =	21.262 Tnf
Mu =	47.840 Tnf.m

Tu	21.221 Tnf	
As	5.61 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	5/8	1.99 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 5/8	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	3.38 m	d	1.965 m

σempuje activo =	1.78 Tnf/m2	Tu	5.561 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	1.47 cm2	
σúltimo =	3.28 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	5.531 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	6.223 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

Tercer tramo			
h1 =	2.25 m	d	1.290 m

σempuje activo =	1.19 Tnf/m2	Tu	2.588 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.68 cm2	
σúltimo =	2.27 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	2.554 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	1.916 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	3.28 Tnf/m2
Tu =	4.917 Tnf
As =	1.30 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	1.30 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	3.28 Tnf/m2
Tu =	4.917 Tnf
As =	1.30 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	1.30 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	1.013 m de la Base	La seccion critica se ubica a	5.738 m

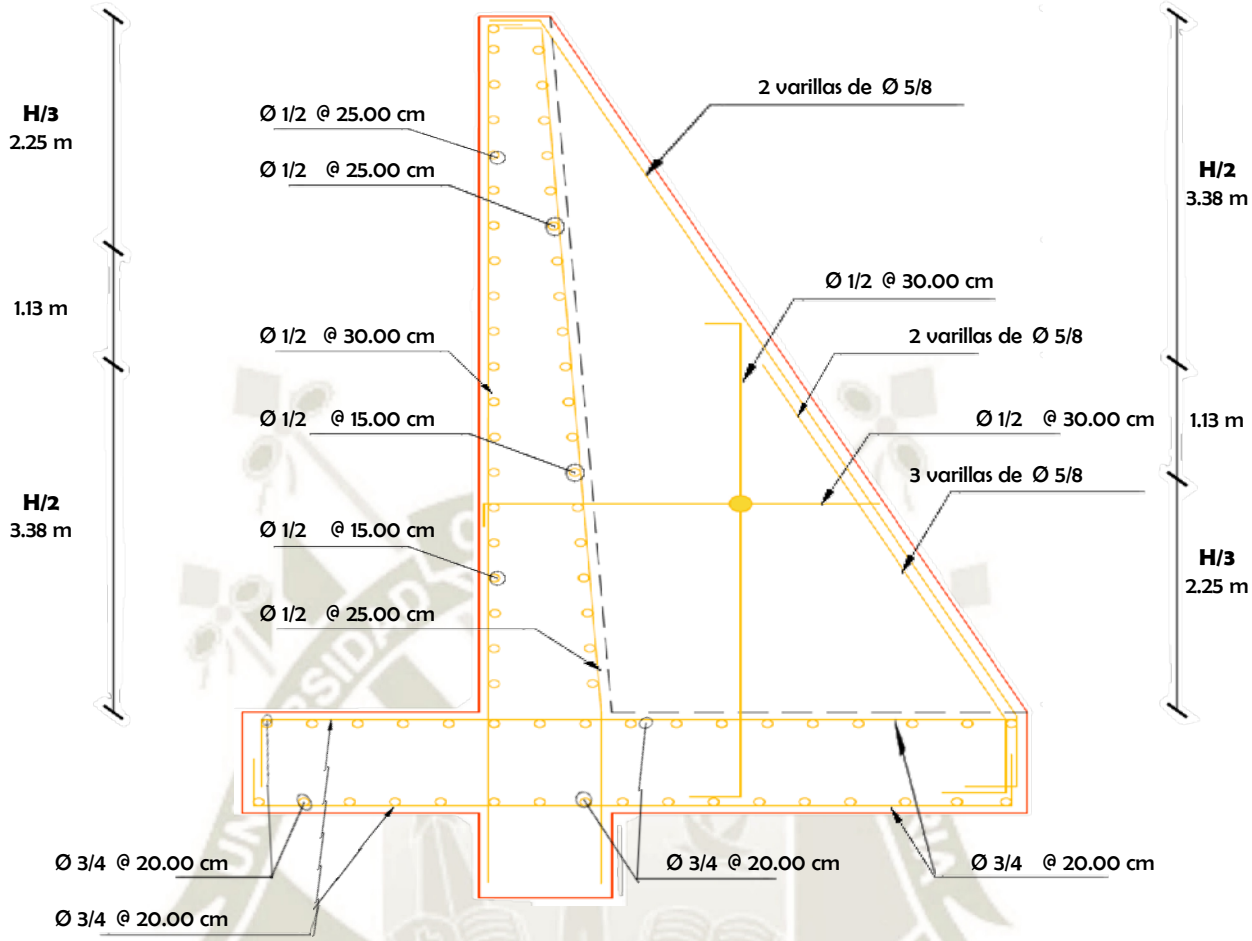
Vu	28.210 Tnf	
Vc	52.096 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	O	H:	8.00 m

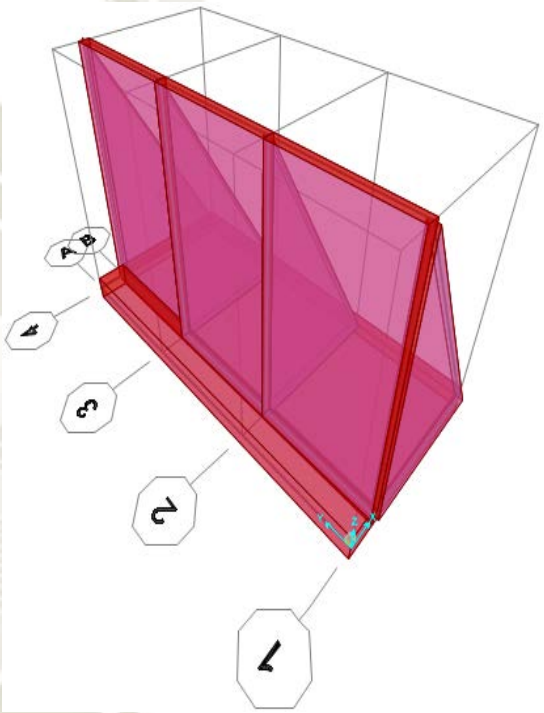
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

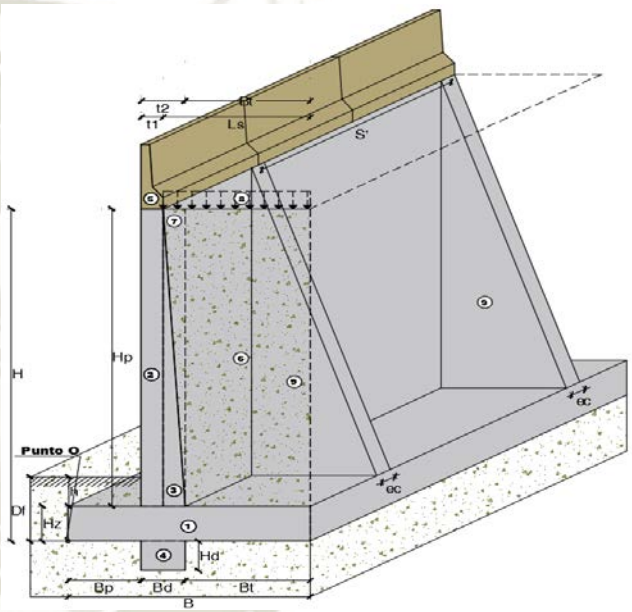
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	4.00 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.67 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.80 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.67 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.80 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.80 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	8.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.30 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	4.50 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.50 m
Altura de Pantalla	Hp =	7.20 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	5.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	4.25 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.80 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	31.680	↓	2.750	87.120	↷	Zapata
2	12.960	↓	0.875	11.340	↷	Pantalla Rectangular
3	6.480	↓	1.083	7.020	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.875	1.213	↷	New Jersey
6	155.295	↓	3.375	524.121	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	4.725	↓	1.167	5.513	↷	Suelo Relleno Triangular
8	6.750	↓	3.250	21.938	↷	Sobrecarga
9	7.776	↓	2.500	19.440	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	50.565	←	2.667	134.840	↶
E. Pasivo	14.739	→	0.433	6.387	↷
E. Sobrecarga	3.612	←	4.000	14.447	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	19.682	←	5.333	104.970	↶
F.Friccion	90.202	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

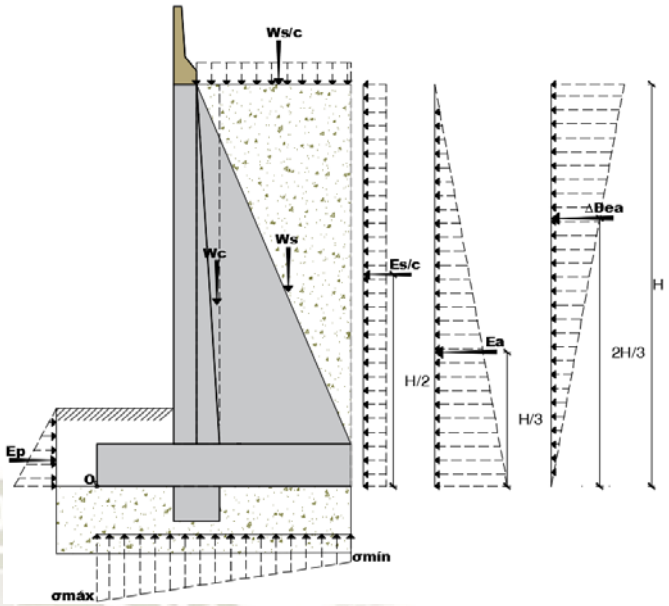
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.01 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.434

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	54.177	Tnf
∑ Fr=	104.941	Tnf
∑ Ma=	149.287	Tnf.m
∑ Mr=	684.090	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	70.247	Tnf
∑ Fr=	104.941	Tnf
∑ Ma=	239.810	Tnf.m
∑ Mr=	662.153	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	54.18	Tnf	∑ Fa=	70.25	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	104.94	Tnf	∑ Fr=	104.94	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.94	OK!	FSD =	1.49	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	149.29	Tnf.m	∑ Ma=	239.81	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	677.70	Tnf.m	∑ Mr=	662.15	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.54	OK!	FSV =	2.76	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.33	m	Xr =	1.92	m
	B/6 =	0.92	m	B/6 =	0.92	m
Excentricidad	e' =	0.42	OK!	e' =	0.83	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	1.94	kg/cm2	σ1 =	2.46	kg/cm2
	σ2 =	0.72	kg/cm2	σ2 =	0.12	kg/cm2
	σmáx =	1.94	kg/cm2	σmáx =	2.46	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	5.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	4.65 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.30 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

			Segundo caso Df/B>1		Segundo caso Df/B>1	
Factores de Forma	Fcs =	1.406				
(De Beer 1970)	Fqs =	1.389				
	Fγs =	0.756				
Factores de Profundidad	Df/B =	0.24				
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1					
	Fcd =	1.067	Fcd =	2.181	Fcd =	1.067
	Fqd =	1.064	Fqd =	2.133	Fqd =	1.064
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	183.026	Tnf/m2
	qúlt =	18.303	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	6.10	kg/cm2	σadm =	9.15	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	1.94	OK!	σmáx =	2.46	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	364.28 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.500 m	Kx	10.53 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	10.53 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	22.77 Tnf/m
1'	a	0.450 m	Kx	9.48 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.48 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	20.49 Tnf/m
2	a	0.500 m	Kx	21.07 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	21.07 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	45.53 Tnf/m
2'	a	0.450 m	Kx	18.96 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	18.96 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	40.98 Tnf/m
2''	a	0.475 m	Kx	20.02 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	20.02 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	43.26 Tnf/m
3	a	0.500 m	Kx	42.14 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	42.14 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	91.07 Tnf/m
3'	a	0.450 m	Kx	37.92 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	37.92 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	81.96 Tnf/m
3''	a	0.475 m	Kx	40.03 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	40.03 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	86.52 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.205
Load - relleno	12.600
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	4.214

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.035
D	0.500

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.50 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.454 m
Altura de Pantalla	Hp =	7.20 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	5.50 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.720 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	4.25 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.80 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	2.400 m
	σempuje activo =	1.26 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.40 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.804 Tnf.m
	a =	0.559 cm
	As =	2.38 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	2.400 m
σempuje activo =	1.26 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.40 Tnf/m2
M+(centro) =	0.902 Tnf.m
a =	0.278 cm
As =	1.18 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO	
H/2	h2 =	3.600 m
	σempuje activo =	1.90 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	3.48 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.610 Tnf.m
	a =	0.359 cm
	As =	1.53 cm2
	As (mín) =	7.50 cm2

CENTRO DEL TRAMO	
h2 =	3.600 m
σempuje activo =	1.90 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	3.48 Tnf/m2
M+(centro) =	1.305 Tnf.m
a =	0.179 cm
As =	0.76 cm2
As (mín) =	7.50 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.20 cm
Esp. utilizado	15.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	17.20 cm
Esp. utilizado	15.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	4.871 Tnf	
ØVc	29.616 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)	
H	σempuje activo =	3.79 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	6.70 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	4.343 Tnf.m
	a =	0.600 cm
	As =	5.73 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2

Momento positivo (+M2)	
σempuje activo =	3.79 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	6.70 Tnf/m2
M+(Pantalla) =	1.086 Tnf.m
a =	0.149 cm
As =	1.42 cm2
As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2
Espaciamiento	22.53 cm
Esp. utilizado	20.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm

Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2
Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2	Hp-h1-h3	S'/4
	h1 = 3.600 m	h2 = 2.850 m	h3 = 0.750 m
Vu	17.484 Tnf		
ØVc	29.616 Tnf	Ok	

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	19.418 Tnf/m2
σmín. =	7.161 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(relleno)	12.60 Tnf/m
W(peso prop.)	1.92 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

σ1-1 =	16.632 Tnf/m2
wu1 =	3.32 Tnf.m
wu2 =	12.78 Tnf.m
wu (diseño) =	12.78 Tnf.m

Mu	8.35 Tnf/m
a	0.725 cm
As	3.08 cm2
As (mín)	14.40 cm2

As (diseño)	3.08 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	19.72	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	14.40 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	19.72	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	27.166 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	17.898 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	47.035 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	19.418 Tnf/m2
σmín. =	7.161 Tnf/m2

σ2-2 =	17.746 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	5.30 Tnf.m	
Mact. (último) =	9.02 Tnf.m	

M (diseño) =	9.02 Tnf.m	As (mín)	14.40 cm2
a =	0.78337		
As =	3.33 cm2		

As (diseño)	3.33 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	19.722	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

As (mín.)	14.40 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	19.722	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

Verificación de corte

Vu	13.94 Tnf	
ØVc	47.04 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	59.45 °

Altura de pantalla =	7.20 m
Talón =	4.25 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	4.25 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	7.20 m	d =	4.19 m

σempuje activo =	3.79 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	6.70 Tnf/m2
Vu =	24.130 Tnf
Mu =	57.913 Tnf.m

Tu	24.169 Tnf	
As	6.39 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	3/4	2.84 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 3/4	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	3.60 m	d	2.065 m

σempuje activo =	1.90 Tnf/m2	Tu	6.318 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	1.67 cm2	
σúltimo =	3.48 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	6.263 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	7.515 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

Tercer tramo			
h1 =	2.40 m	d	1.357 m

σempuje activo =	1.26 Tnf/m2	Tu	2.932 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.78 cm2	
σúltimo =	2.40 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	2.886 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	2.309 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	3.48 Tnf/m2
Tu =	5.219 Tnf
As =	1.38 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	1.38 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	3.48 Tnf/m2
Tu =	5.219 Tnf
As =	1.38 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	1.38 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	1.080 m de la Base	La seccion critica se ubica a	6.120 m

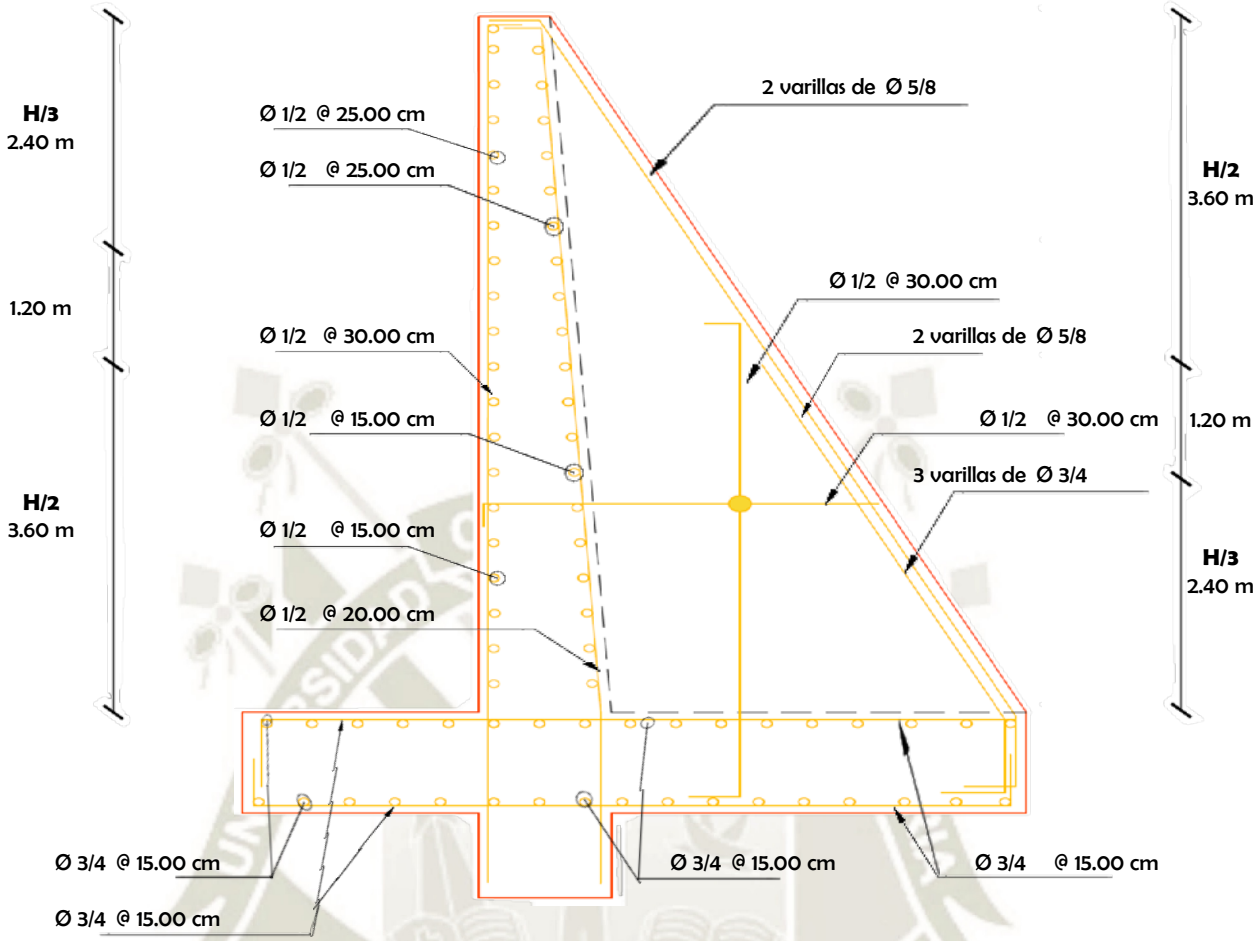
Vu	31.941 Tnf	
Vc	54.708 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	P	H:	8.50 m

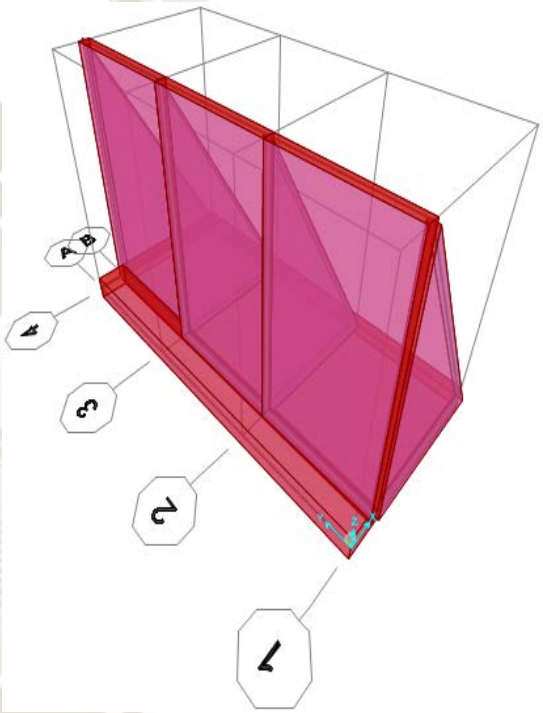
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

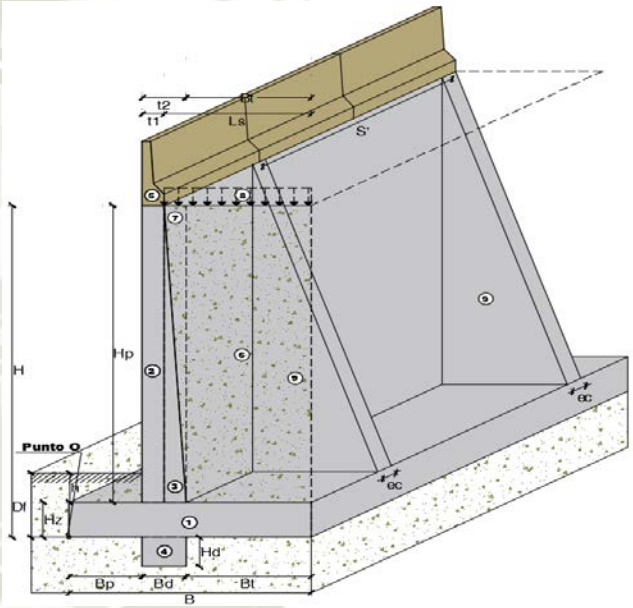
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	4.25 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.71 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.85 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.71 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.85 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.85 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	8.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.35 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	5.00 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.50 m
Altura de Pantalla	Hp =	7.65 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	6.00 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	4.75 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.85 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	36.720	↓	3.000	110.160	↷	Zapata
2	13.770	↓	0.875	12.049	↷	Pantalla Rectangular
3	6.885	↓	1.083	7.459	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.875	1.213	↷	New Jersey
6	184.413	↓	3.625	668.496	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	5.020	↓	1.167	5.857	↷	Suelo Relleno Triangular
8	7.500	↓	3.500	26.250	↷	Sobrecarga
9	9.180	↓	2.667	24.480	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	57.083	←	2.833	161.736	↶
E. Pasivo	15.895	→	0.450	7.153	↷
E. Sobrecarga	3.838	←	4.250	16.309	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	22.043	←	5.667	124.913	↶
F.Friccion	105.228	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

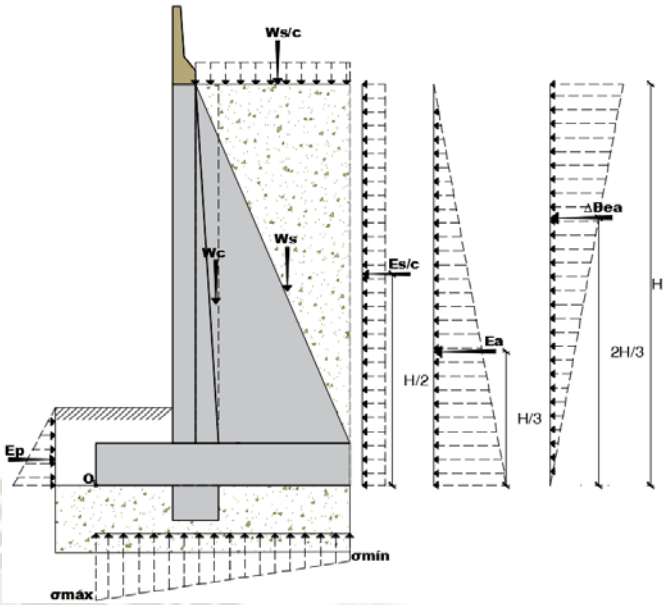
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	88.13 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.433

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	60.921	Tnf
∑ Fr=	121.123	Tnf
∑ Ma=	178.045	Tnf.m
∑ Mr=	863.116	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	79.127	Tnf
∑ Fr=	121.123	Tnf
∑ Ma=	286.649	Tnf.m
∑ Mr=	836.866	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	60.92	Tnf	∑ Fa=	79.13	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	121.12	Tnf	∑ Fr=	121.12	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.99	OK!	FSD =	1.53	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	178.05	Tnf.m	∑ Ma=	286.65	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	855.96	Tnf.m	∑ Mr=	836.87	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.81	OK!	FSV =	2.92	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.56	m	Xr =	2.14	m
	B/6 =	1.00	m	B/6 =	1.00	m
Excentricidad	e' =	0.44	OK!	e' =	0.86	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	2.05	kg/cm2	σ1 =	2.57	kg/cm2
	σ2 =	0.79	kg/cm2	σ2 =	0.19	kg/cm2
	σmáx =	2.05	kg/cm2	σmáx =	2.57	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	6.00 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	5.12 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.35 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.443		
(De Beer 1970)	Fqs =	1.425		
	Fγs =	0.733		
Factores de Profundidad	Df/B =	0.23		
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1	
	Fcd =	1.064	Fcd = 2.242	Fcd = 1.064
	Fqd =	1.061	Fqd = 2.192	Fqd = 1.061
	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	194.899	Tnf/m2
	qúlt =	19.490	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	6.50	kg/cm2	σadm =	9.74	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	2.05	OK!	σmáx =	2.57	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	333.92 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.500 m	Kx	9.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.66 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	20.87 Tnf/m
1'	a	0.500 m	Kx	9.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.66 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	20.87 Tnf/m
2	a	0.500 m	Kx	19.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	19.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	41.74 Tnf/m
2'	a	0.500 m	Kx	19.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	19.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	41.74 Tnf/m
2''	a	0.500 m	Kx	19.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	19.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	41.74 Tnf/m
3	a	0.500 m	Kx	38.63 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	38.63 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	83.48 Tnf/m
3'	a	0.500 m	Kx	38.63 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	38.63 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	83.48 Tnf/m
3''	a	0.500 m	Kx	38.63 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	38.63 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	83.48 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.203
Load - relleno	13.388
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	4.477

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.033
D	0.500

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.50 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.454 m
Altura de Pantalla	Hp =	7.65 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	6.00 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.770 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	4.75 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.85 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	2.550 m
	σempuje activo =	1.34 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.54 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.904 Tnf.m
	a =	0.591 cm
	As =	2.51 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	2.550 m
σempuje activo =	1.34 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.54 Tnf/m2
M+(centro) =	0.952 Tnf.m
a =	0.293 cm
As =	1.25 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	3.825 m	h2 =	3.825 m
	σempuje activo =	2.01 Tnf/m2	σempuje activo =	2.01 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	3.68 Tnf/m2	σúltimo =	3.68 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.761 Tnf.m	M+(centro) =	1.380 Tnf.m
	a =	0.380 cm	a =	0.190 cm
	As =	1.62 cm2	As =	0.81 cm2
	As (mín) =	7.50 cm2	As (mín) =	7.50 cm2
	Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	17.20 cm	Espaciamiento	17.20 cm
	Esp. utilizado	15.00 cm	Esp. utilizado	15.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	5.153 Tnf	
ØVc	29.616 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	4.03 Tnf/m2	σempuje activo =	4.03 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	7.11 Tnf/m2	σúltimo =	7.11 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	4.892 Tnf.m	M+(Pantalla) =	1.223 Tnf.m
	a =	0.676 cm	a =	0.168 cm
	As =	6.46 cm2	As =	1.60 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2
	Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	19.96 cm	Espaciamiento	34.40 cm
	Esp. utilizado	15.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	3.825 m	h2 =	3.075 m	h3 =	0.750 m
Vu	19.738 Tnf					
ØVc	29.616 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	20.464 Tnf/m2
σmín. =	7.946 Tnf/m2
σ1-1 =	17.856 Tnf/m2
wu1 =	3.89 Tnf.m
wu2 =	12.96 Tnf.m
wu (diseño) =	12.96 Tnf.m

Carga Actuantes	
W(relleno)	13.39 Tnf/m
W(peso prop.)	2.04 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m
Mu	8.46 Tnf/m
a	0.687 cm
As	2.92 cm2
As (mín)	15.30 cm2

As (diseño)	2.92 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	18.56	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	15.30 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	18.56	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	30.770 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	18.138 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	50.299 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	20.464 Tnf/m2
σmín. =	7.946 Tnf/m2

σ2-2 =	18.899 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	5.61 Tnf.m	
Mact. (último) =	9.54 Tnf.m	

M (diseño) =	9.54 Tnf.m	As (mín)	15.30 cm2
a =	0.77423		
As =	3.29 cm2		

As (diseño)	3.29 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	18.562	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

As (mín.)	15.30 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	18.562	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

Verificación de corte		
Vu	14.76 Tnf	
ØVc	50.30 Tnf	Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	58.16 °

Altura de pantalla =	7.65 m
Talón =	4.75 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	4.75 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	7.65 m	d =	4.69 m

σempuje activo =	4.03 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	7.11 Tnf/m2
Vu =	27.180 Tnf
Mu =	69.308 Tnf.m

Tu	26.892 Tnf	
As	7.11 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	3/4	2.84 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 3/4	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	3.83 m	d	2.315 m

σempuje activo =	2.01 Tnf/m2	Tu	7.007 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	1.85 cm2	
σúltimo =	3.68 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	7.040 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	8.975 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

Tercer tramo			
h1 =	2.55 m	d	1.523 m

σempuje activo =	1.34 Tnf/m2	Tu	3.242 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.86 cm2	
σúltimo =	2.54 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	3.237 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	2.752 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	3.68 Tnf/m2
Tu =	5.521 Tnf
As =	1.46 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	1.46 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	3.68 Tnf/m2
Tu =	5.521 Tnf
As =	1.46 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	1.46 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	1.148 m de la Base	La seccion critica se ubica a	6.503 m

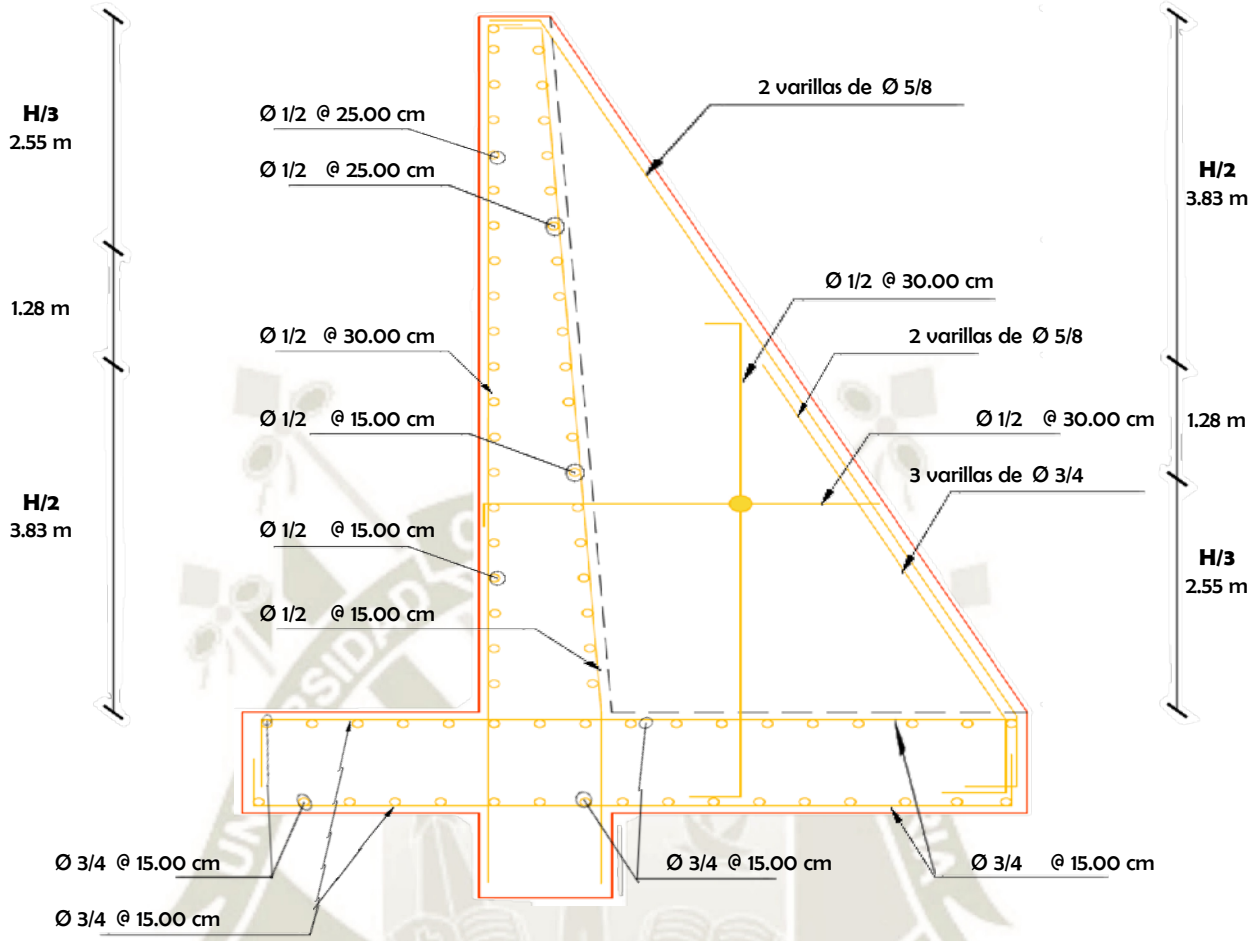
Vu	35.902 Tnf	
Vc	61.236 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

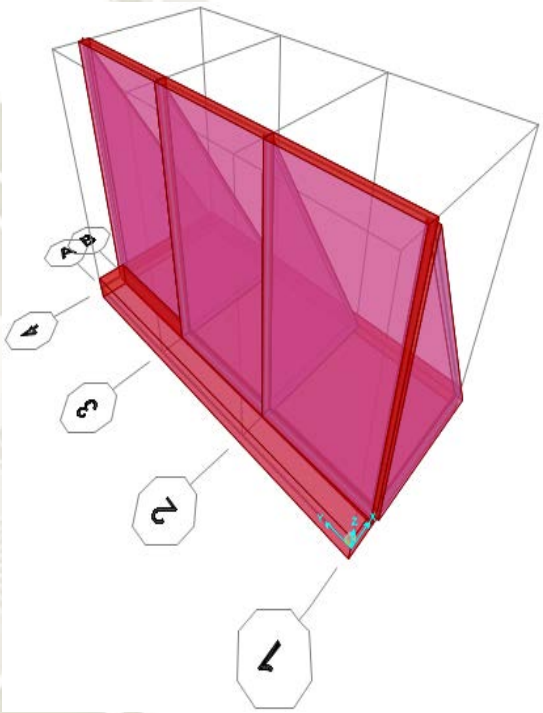
TIPO DE MURO :	Q	H:	9.00 m

I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

MURO CON CONTRAFUERTE



Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

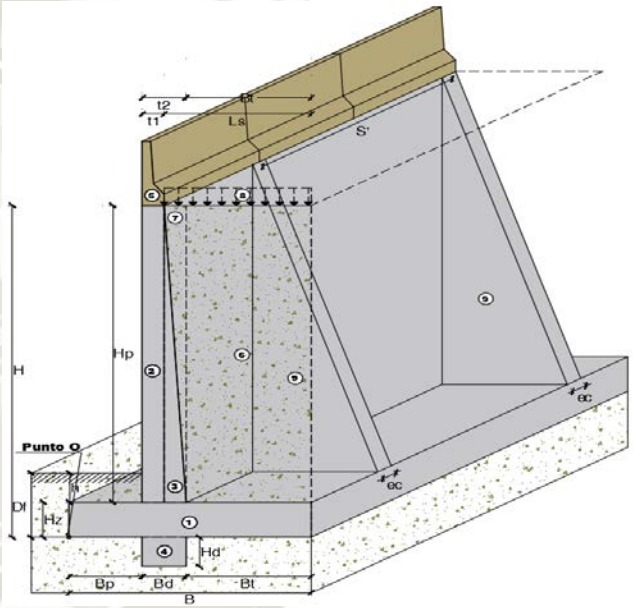
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	4.50 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.90 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.75 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.90 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.90 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	9.00 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.40 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	5.50 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.55 m
Altura de Pantalla	Hp =	8.10 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	6.50 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	5.20 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.90 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	42.120	↓	3.250	136.890	↷	Zapata
2	14.580	↓	0.875	12.758	↷	Pantalla Rectangular
3	8.748	↓	1.100	9.623	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.875	1.213	↷	New Jersey
6	213.759	↓	3.900	833.660	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	6.379	↓	1.200	7.655	↷	Suelo Relleno Triangular
8	8.250	↓	3.750	30.938	↷	Sobrecarga
9	10.692	↓	2.833	30.294	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	63.996	←	3.000	191.989	↶
E. Pasivo	17.094	→	0.467	7.977	↷
E. Sobrecarga	4.063	←	4.500	18.285	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	25.133	←	6.000	150.800	↶
F.Friccion	121.532	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

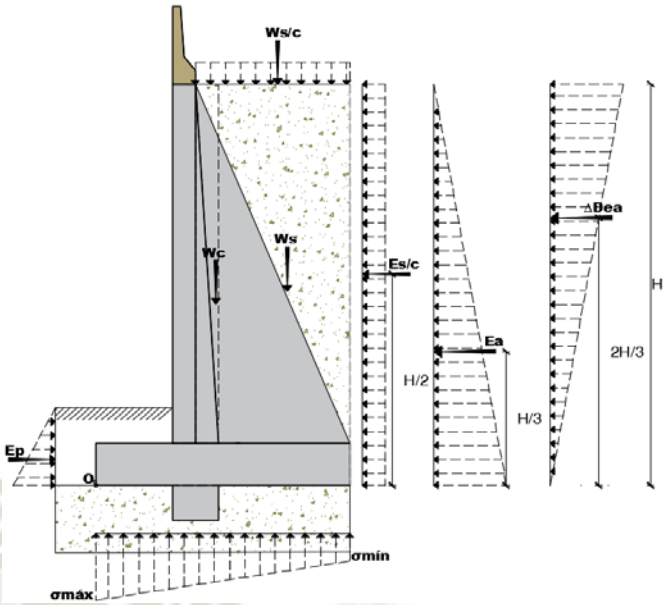
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	87.88 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.436

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	68.060	Tnf
∑ Fr=	138.626	Tnf
∑ Ma=	210.274	Tnf.m
∑ Mr=	1071.006	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	89.130	Tnf
∑ Fr=	138.626	Tnf
∑ Ma=	342.790	Tnf.m
∑ Mr=	1040.069	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	68.06	Tnf	∑ Fa=	89.13	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	138.63	Tnf	∑ Fr=	138.63	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.04	OK!	FSD =	1.56	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	210.27	Tnf.m	∑ Ma=	342.79	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	1063.03	Tnf.m	∑ Mr=	1040.07	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	5.06	OK!	FSV =	3.03	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.79	m	Xr =	2.34	m
	B/6 =	1.08	m	B/6 =	1.08	m
Excentricidad	e' =	0.46	OK!	e' =	0.91	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	2.16	kg/cm2	σ1 =	2.70	kg/cm2
	σ2 =	0.87	kg/cm2	σ2 =	0.24	kg/cm2
	σmáx =	2.16	kg/cm2	σmáx =	2.70	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	6.50 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	5.58 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.40 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.480
(De Beer 1970)	Fqs =	1.460
	Fγs =	0.711

Factores de Profundidad	Df/B =	0.22			
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1		
	Fcd =	1.061	Fcd =	2.300	Fcd = 1.061
	Fqd =	1.059	Fqd =	2.247	Fqd = 1.059
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	206.195	Tnf/m2
	qúlt =	20.620	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	6.87	kg/cm2	σadm =	10.31	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	2.16	OK!	σmáx =	2.70	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	308.23 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.513 m	Kx	9.15 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.15 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	19.77 Tnf/m
1'	a	0.548 m	Kx	9.77 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.77 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	21.11 Tnf/m
2	a	0.513 m	Kx	18.29 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	18.29 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	39.53 Tnf/m
2'	a	0.548 m	Kx	19.54 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	19.54 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	42.23 Tnf/m
2"	a	0.531 m	Kx	18.91 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	18.91 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	40.88 Tnf/m
3	a	0.513 m	Kx	36.58 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	36.58 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	79.06 Tnf/m
3'	a	0.548 m	Kx	39.08 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	39.08 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	84.46 Tnf/m
3"	a	0.531 m	Kx	37.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	37.83 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	81.76 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.207
Load - relleno	14.175
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	4.740

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.037
D	0.550

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.55 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.504 m
Altura de Pantalla	Hp =	8.10 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	6.50 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.820 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	5.20 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.90 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	2.700 m
	σempuje activo =	1.42 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.67 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.005 Tnf.m
	a =	0.622 cm
	As =	2.65 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	2.700 m
σempuje activo =	1.42 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.67 Tnf/m2
M+(centro) =	1.003 Tnf.m
a =	0.309 cm
As =	1.31 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	4.050 m	h2 =	4.050 m
	σempuje activo =	2.13 Tnf/m2	σempuje activo =	2.13 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	3.88 Tnf/m2	σúltimo =	3.88 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.912 Tnf.m	M+(centro) =	1.456 Tnf.m
	a =	0.361 cm	a =	0.180 cm
	As =	1.53 cm2	As =	0.77 cm2
	As (mín) =	8.00 cm2	As (mín) =	8.00 cm2
	Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	16.13 cm	Espaciamiento	16.13 cm
	Esp. utilizado	15.00 cm	Esp. utilizado	15.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	5.435 Tnf	
ØVc	32.880 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	4.27 Tnf/m2	σempuje activo =	4.27 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	7.51 Tnf/m2	σúltimo =	7.51 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	5.474 Tnf.m	M+(Pantalla) =	1.368 Tnf.m
	a =	0.681 cm	a =	0.169 cm
	As =	7.23 cm2	As =	1.79 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2
	Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	17.84 cm	Espaciamiento	34.40 cm
	Esp. utilizado	15.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	4.050 m	h2 =	3.300 m	h3 =	0.750 m
Vu	22.129 Tnf					
ØVc	32.880 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	21.602 Tnf/m2
σmín. =	8.677 Tnf/m2
σ1-1 =	19.017 Tnf/m2
wu1 =	4.36 Tnf.m
wu2 =	13.22 Tnf.m
wu (diseño) =	13.22 Tnf.m

Carga Actuantes	
W(relleno)	14.18 Tnf/m
W(peso prop.)	2.16 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m
Mu	8.64 Tnf/m
a	0.658 cm
As	2.80 cm2
As (mín)	16.20 cm2

As (diseño)	2.80 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	17.53	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	16.20 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	17.53	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	34.373 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	18.509 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	53.564 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	21.602 Tnf/m2
σmín. =	8.677 Tnf/m2

σ2-2 =	20.111 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	5.94 Tnf.m	
Mact. (último) =	10.09 Tnf.m	

M (diseño) =	10.09 Tnf.m	As (mín)	16.20 cm2
a =	0.76917		
As =	3.27 cm2		

As (diseño)	3.27 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	17.531	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

As (mín.)	16.20 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	17.531	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

Verificación de corte	
Vu	15.64 Tnf
ØVc	53.56 Tnf Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	57.30 °

Altura de pantalla =	8.10 m
Talón =	5.20 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	5.20 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	8.10 m	d =	5.14 m

σempuje activo =	4.27 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	7.51 Tnf/m2
Vu =	30.410 Tnf
Mu =	82.108 Tnf.m

Tu	29.871 Tnf	
As	7.90 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	3/4	2.84 cm2
# Var.	3 varillas de Ø 3/4	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	4.05 m	d	2.540 m

σempuje activo =	2.13 Tnf/m2	Tu	7.763 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	2.05 cm2	
σúltimo =	3.88 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	7.862 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	10.613 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

Tercer tramo			
h1 =	2.70 m	d	1.673 m

σempuje activo =	1.42 Tnf/m2	Tu	3.583 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.95 cm2	
σúltimo =	2.67 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	3.609 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	3.248 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	3.88 Tnf/m2
Tu =	5.823 Tnf
As =	1.54 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	1.54 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	3.88 Tnf/m2
Tu =	5.823 Tnf
As =	1.54 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	1.54 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	1.215 m de la Base	La seccion critica se ubica a	6.885 m

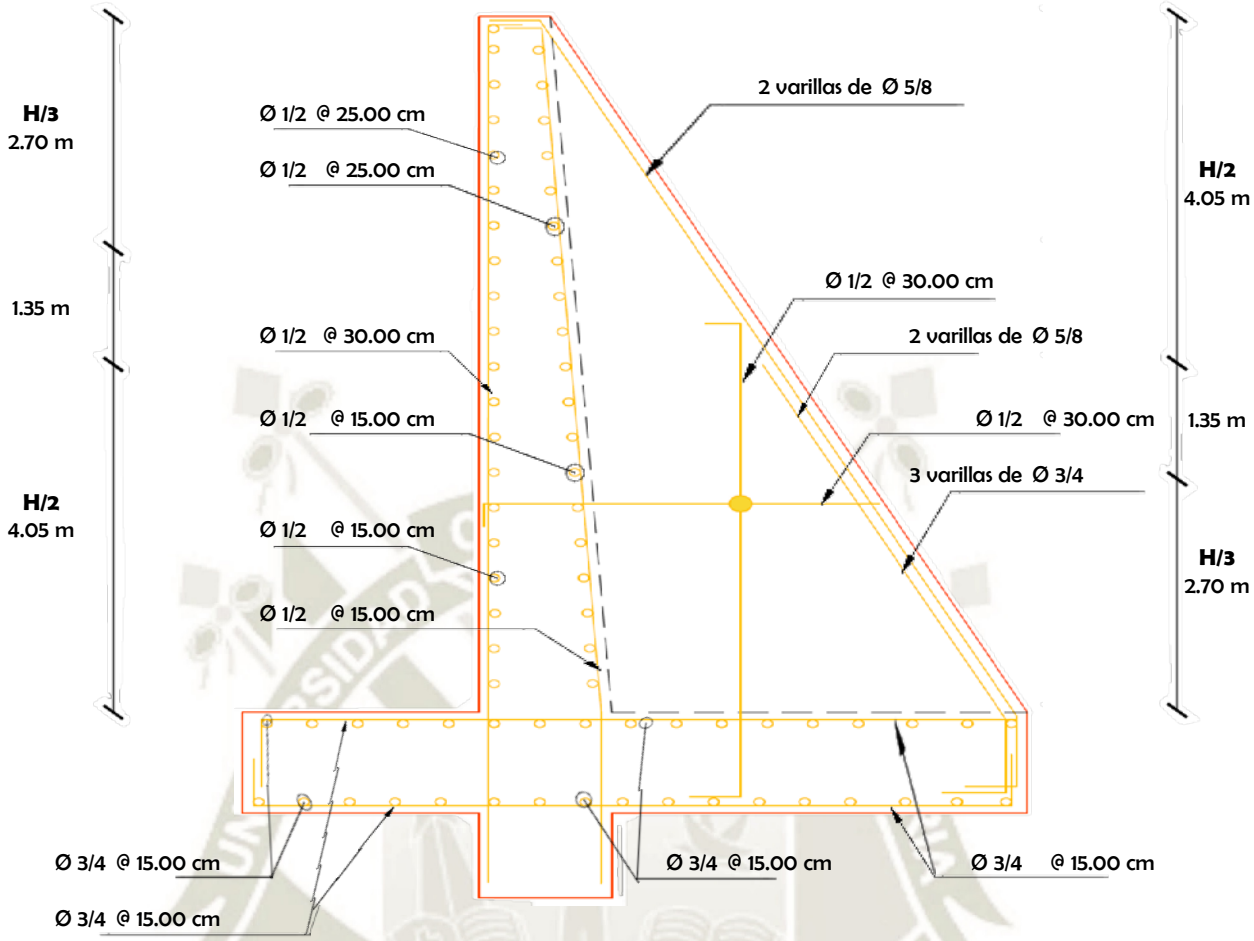
Vu	40.094 Tnf	
Vc	67.112 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS Y DISEÑO MUROS DE CONTENCION (MUROS CON CONTRAFUERTE)

Proyecto:	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL PARQUE LOS BOMBEROS"**
Fecha:	**Nov-19**

TIPO DE MURO :	R	H:	9.50 m

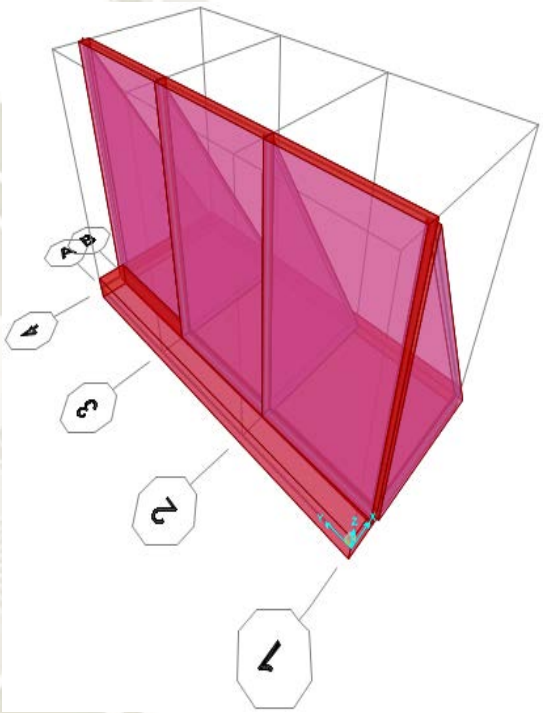
I. DATOS GENERALES

I.a. Parametros del Suelo

I.a.1. Suelo de Relleno

Peso Especifico Natural	γr =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕr =	32.5	°
	ϕr =	0.567	rad
Cohesion Efectiva	cr =	0.00	kg/cm2
	cr =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δr =	0.00	°
	δr =	0.000	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	

MURO CON CONTRAFUERTE



I.a.2. Suelo de Fundacion

Peso Especifico Natural	γ =	1.75	Tnf/m3
Angulo de Friccion Interna	ϕ =	32.5	°
	ϕ =	0.567	rad
Constante de Empuje Activo	Ka =	0.301	
Constante de Empuje Pasivo	Kp =	3.322	
Cohesion Efectiva	c =	0.00	kg/cm2
	c =	0.00	Tn/m2
Angulo de Friccion Suelo -Zapata	δr =	21.67	°
	δr =	0.378	rad
Coeficiente de Friccion en la Base	μ =	0.397	
Indice de Penetracion Estandar	N =	22.60	
Modulo de Elasticidad (Bowles,1988)	Es =	187.83	kg/cm2
	Es =	1878.30	Tn/m2
Modulo de Poisson	υ =	0.25	

I.b. Factores de Seguridad

1° Caso	CONDICIONES ESTATICAS :Empuje de Suelo + Sobrecarga Vehicular			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.50	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00	(Norma E-050 - Articulo 21.01)
2° Caso	CONDICIONES DINAMICAS: Empuje de Suelo + Sismo			
	Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	1.25	(Norma E-050 - Articulo 39.13.6)
	Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	2.00	(Norma E-060 -Articulo 15.2.4)

I.c. Factores de Capacidad de Carga (Según Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.)

Factores de Carga	Nc =	37.020	*Reissner*
Braja M. Das 7°Edicion Capitulo 3.6	Nq =	24.585	*Prandtl*
	Nγ =	32.598	*Vesic*

I.d. Condiciones de Sitio - Condiciones Exteriores de Carga

Factor de Zona	Z =	0.35		(Norma E-030 -Capitulo 2.1 Zonificacion)
Sobrecarga Vehicular	S/C =	500.00	kg/m2	(Norma E-020 -Articulo 8.1 Aceras y pistas)
	S/C =	0.50	Tn/m2	
Barrera New Yersey	NJ =	0.46	Tnf/ml	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I.e. Caracteristicas de los Materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

II. ANALISIS DEL MURO DE CONTENCION

II.a DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCION

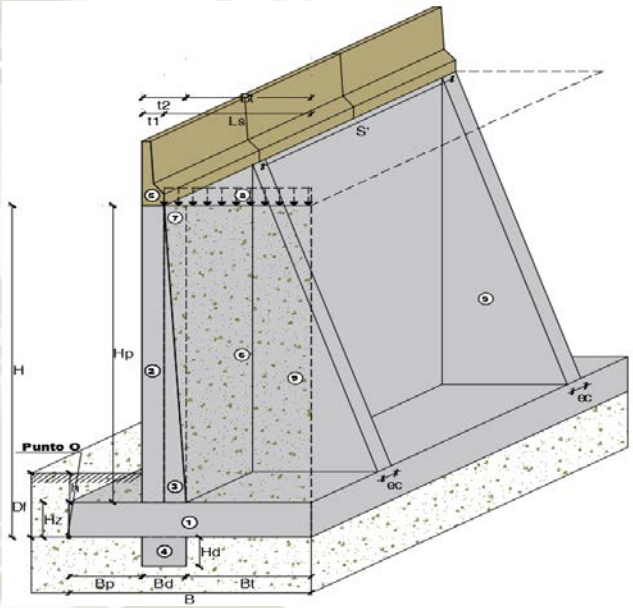
II.a.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Ancho de la Zapata	B =	4.75 m	Espesor en Corona de la Pantalla	t1 =	0.25 m
Punta de Zapata	Bp =	0.79 m	Espesor en Base de la Pantalla - Fuste	t2 =	0.95 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.79 m			
Ancho de Dentellon	Hd =	0.95 m			
Altura de Dentellon	Bd =	0.95 m			

II.a.2. DIMENSIONES ADOPTADAS

Altura Total	H =	9.50 m
Profundidad medida al nivel Superior de Cimentacion	h =	0.50 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.45 m
Espaciamiento de Contrafuerte	S' =	3.00 m
Longitud de Muro	L =	9.00 m
Longitud de Accion de Sobrecarga	Ls =	5.75 m
i) Pantalla		
Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.60 m
Altura de Pantalla	Hp =	8.55 m
ii) Zapata		
Ancho de Zapata	B =	6.75 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m
Talon de Zapata	Bt =	5.40 m
Peralte de Zapata	Hz =	0.95 m
iii) Dentellon		
Ancho de Dentellon	Bd =	0.00 m
Altura de Dentellon	Hd =	0.00 m
iv) Contrafuerte		
Espesor de Contrafuerte	ec =	0.20 m

Grafico de Dimensiones



II.b CARGAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Elemento	Peso (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)	Descripcion
1	46.170	↓	3.375	155.824	↷	Zapata
2	15.390	↓	0.875	13.466	↷	Pantalla Rectangular
3	10.773	↓	1.117	12.030	↷	Pantalla Triangular
4	0.000	↓	0.750	0.000	↷	Dentellon
5	1.386	↓	0.875	1.213	↷	New Jersey
6	234.313	↓	4.050	948.967	↷	Suelo Relleno Rectangular
7	7.855	↓	1.233	9.688	↷	Suelo Relleno Triangular
8	8.625	↓	3.875	33.422	↷	Sobrecarga
9	11.799	↓	2.917	34.414	↷	Contrafuerte

Elemento	Carga (Tnf)	Sentido (F)	Brazo (m)	M (Tnf.m)	Sentido (M)
E. Activo	71.305	←	3.167	225.798	↶
E. Pasivo	18.337	→	0.483	8.863	↷
E. Sobrecarga	4.289	←	4.750	20.373	↶
Incremento Dinamico del E.Activo	28.425	←	6.333	180.024	↶
F.Friccion	133.608	→			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

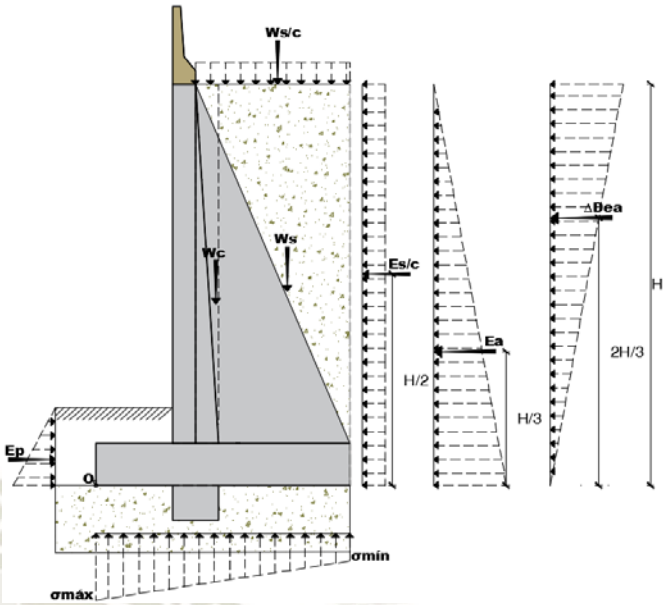
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Incremento Dinamico del Empuje Activo

Coeficiente Sismico Horizontal	Csh =	0.175
Coeficiente Sismico Vertical	Csv =	0.1225
	θ =	11.28 °
Angulo de Friccion S. Relleno -Muro	δ =	21.67 °
Angulo de la cara interna del muro	ψ =	87.66 °
Angulo de la inclinacion del terreno	β =	0.00 °
Coef. De Presion Dinamica Activa	Kas =	0.438

Diagrama de Fuerzas



FUERZAS Y MOMENTOS

1° CASO

Condiciones Estaticas

∑ Fa=	75.594	Tnf
∑ Fr=	151.945	Tnf
∑ Ma=	246.171	Tnf.m
∑ Mr=	1217.886	Tnf.m

2° CASO

Condiciones Sismicas

∑ Fa=	99.730	Tnf
∑ Fr=	151.945	Tnf
∑ Ma=	405.822	Tnf.m
∑ Mr=	1184.464	Tnf.m

II.c VERIFICACION DE ESTABILIDAD DEL MURO

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
II.c.1. Verificacion por Deslizamiento						
Fuerza Actuante	∑ Fa=	75.59	Tnf	∑ Fa=	99.73	Tnf
Fuerza Resistente	∑ Fr=	151.94	Tnf	∑ Fr=	151.94	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.01	OK!	FSD =	1.52	OK!
II.c.2. Verificacion por Volteo						
Momento Actuante	∑ Ma=	246.17	Tnf.m	∑ Ma=	405.82	Tnf.m
Momento Resistente	∑ Mr=	1209.02	Tnf.m	∑ Mr=	1184.46	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.91	OK!	FSV =	2.92	OK!
II.c.3. Verificacion de Presiones						
	Xr =	2.86	m	Xr =	2.38	m
	B/6 =	1.13	m	B/6 =	1.13	m
Excentricidad	e' =	0.51	OK!	e' =	1.00	OK!
Presiones bajo la Zapata	σ1 =	2.33	kg/cm2	σ1 =	2.94	kg/cm2
	σ2 =	0.87	kg/cm2	σ2 =	0.17	kg/cm2
	σmáx =	2.33	kg/cm2	σmáx =	2.94	kg/cm2

II.d CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

II.d.1. Parametros de la Cimentacion

Ancho de Cimentacion	B =	6.75 m
Ancho efectivo de Cimentacion	B' =	5.73 m
Longitud de Cimentacion	L =	9.00 m
Profundidad de Desplante	Df =	1.45 m

Ecuacion General de la Capacidad de Carga (Teoria de Meyerhof)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

II.d.2. Factores de Forma y Profundidad

Factores de Forma	Fcs =	1.498
(De Beer 1970)	Fqs =	1.478
	Fγs =	0.700

Factores de Profundidad	Df/B =	0.21			
(Hansen 1970)	Primer caso Df/B<=1		Segundo caso Df/B>1		
	Fcd =	1.061	Fcd =	2.303	Fcd = 1.061
	Fqd =	1.059	Fqd =	2.250	Fqd = 1.059
	Fγd =	1.000	Fγd =	1.000	Fγd = 1.000

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capacidad de Carga Ultima	qúlt =	211.920	Tnf/m2
	qúlt =	21.192	kg/cm2

II.d.3. Verificacion de Esfuerzos con respecto al Esfuerzo Admisible

	1° Caso: Condiciones Estaticas Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2° Caso: Condiciones Dinamicas Empuje de Suelo + Sismo		
Factor de Seguridad por Cap.Portante	FSCP =	3.00		FSCP =	2.00	
Esfuerzo Admisible	σadm =	7.06	kg/cm2	σadm =	10.60	kg/cm2
Presiones bajo la Zapata	σmáx =	2.33	OK!	σmáx =	2.94	OK!

II.d.4. CALCULO DE SPRINGS EN LA ZAPATA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Kb	296.82 Tnf/m3

Cálculo de springs en zapata

1	a	0.525 m	Kx	9.01 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	9.01 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	19.48 Tnf/m
1'	a	0.475 m	Kx	8.15 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	8.15 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	17.62 Tnf/m
2	a	0.525 m	Kx	18.03 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	18.03 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	38.96 Tnf/m
2'	a	0.475 m	Kx	16.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	16.31 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	35.25 Tnf/m
2''	a	0.500 m	Kx	17.17 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	17.17 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	37.10 Tnf/m
3	a	0.525 m	Kx	36.05 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	36.05 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	77.91 Tnf/m
3'	a	0.475 m	Kx	32.62 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	32.62 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	70.49 Tnf/m
3''	a	0.500 m	Kx	34.33 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	34.33 Tnf/m
	ϕ	32.50 °	Kz	74.20 Tnf/m

II.e CONSTANTES - ASIGNACION JOIN PATTERN

Load - suelo	1.000
Load - sismo	0.210
Load - relleno	14.963
Load - s/c	0.500
Load - s/c	0.150

EMPUJE DE SUELOS	
C	-0.527
D	5.004

ESPESOR DE PANTALLA	
C	-0.041
D	0.600

EMPUJE DE SISMOS	
C	1.000
D	0.000

III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

III.a.1. DATOS DE ENTRADA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

III.a.1.1 Caracteristicas de los materiales

Peso Especifico del Concreto	γc =	2.40	Tnf/m3
Resistencia a Compresion del Concre	f'c =	210.00	kg/cm2
Mod. Fluencia del Acero de Refuerz	f'y =	4200.00	kg/cm2

III.a.1.2 Condiciones para el Diseño

III.a.1.2.1 Dimensiones de la Pantalla

Espesor en Corona de Pantalla	t1 =	0.25 m		Peralte Efectivo en Corona	d1 =	0.204 m
Espesor en Base de Pantalla	t2 =	0.60 m		Peralte Efectivo B. de Pantalla	d2 =	0.554 m
Altura de Pantalla	Hp =	8.55 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Recubrimiento	rp=	4.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.2 Dimensiones de la Zapata

Ancho de Zapata	B =	6.75 m		Peralte efectivo zapata	d1 =	0.870 m
Punta de Zapata	Bp =	0.75 m		Base de Diseño	b =	1.00 m
Talon de Zapata	Bt =	5.40 m				
Peralte de Zapata	Hz =	0.95 m				
Recubrimiento	rz =	7.00 cm	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)			

III.a.1.2.3 Refuerzo Minimo (Cuantias)

EN MUROS

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.002	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)
Refuerzo Vertical	ρv =	0.0015	(Norma E-060 - Articulo 14.3.1)

EN ZAPATA

Refuerzo Horizontal	ρh =	0.0018	(Norma E-060 - Articulo 13.3.1, 9.7.2)

Nota : El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a mas de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

III.a.1.2.4. Factores de reducción

Øf(flexión)	0.9	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.1)
Øc (corte)	0.85	(Norma E-060 - Articulo 9.3.2.3)

III.a.1.2.5. Factores de Combinaciones de Carga

Carga Muerta	fcm =	1.4	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	
Carga Viva , Empuje de Suelos	fcv,fes =	1.7	(Norma E-060 - Articulo 9.2)	$U = 1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV + 1{,}7\,CE$

III.a.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

III.a.2.1. Refuerzo Horizontal y Vertical

REFUERZO HORIZONTAL

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
H/3	h1 =	2.850 m
	σempuje activo =	1.50 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.81 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.106 Tnf.m
	a =	0.654 cm
	As =	2.78 cm2
	As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	2.850 m
σempuje activo =	1.50 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.81 Tnf/m2
M+(centro) =	1.053 Tnf.m
a =	0.324 cm
As =	1.38 cm2
As (mín) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo	APOYO		CENTRO DEL TRAMO	
H/2	h2 =	4.275 m	h2 =	4.275 m
	σempuje activo =	2.25 Tnf/m2	σempuje activo =	2.25 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	4.08 Tnf/m2	σúltimo =	4.08 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	3.063 Tnf.m	M+(centro) =	1.531 Tnf.m
	a =	0.345 cm	a =	0.172 cm
	As =	1.47 cm2	As =	0.73 cm2
	As (mín) =	8.50 cm2	As (mín) =	8.50 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg	Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	15.18 cm	Espaciamiento	15.18 cm
Esp. utilizado	15.00 cm	Esp. utilizado	15.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm

Verificación de corte

Vu	5.717 Tnf	
ØVc	36.144 Tnf	Ok

REFUERZO VERTICAL

$$M1 = -0.03\,pH^2\left(\frac{S'}{H}\right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	σempuje activo =	4.50 Tnf/m2	σempuje activo =	4.50 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	7.91 Tnf/m2	σúltimo =	7.91 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	6.088 Tnf.m	M+(Pantalla) =	1.522 Tnf.m
	a =	0.689 cm	a =	0.171 cm
	As =	8.04 cm2	As =	1.99 cm2
	As (mín) =	3.75 cm2	As (mín) =	3.75 cm2

Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
Espaciamiento	16.04 cm	Espaciamiento	34.40 cm
Esp. utilizado	15.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 15.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm

Verificación de corte	Hp/2		Hp-h1-h3		S'/4	
	h1 =	4.275 m	h2 =	3.525 m	h3 =	0.750 m
Vu	24.656 Tnf					
ØVc	36.144 Tnf		Ok			

III.a.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

III.a.3.1. Talon Posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	23.319 Tnf/m2
σmín. =	8.732 Tnf/m2

Carga Actuantes	
W(relleno)	14.96 Tnf/m
W(peso prop.)	2.28 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

σ1-1 =	20.401 Tnf/m2
wu1 =	5.20 Tnf.m
wu2 =	14.63 Tnf.m
wu (diseño) =	14.63 Tnf.m

Mu	9.56 Tnf/m
a	0.686 cm
As	2.92 cm2
As (mín)	17.10 cm2

As (diseño)	2.92 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	16.61	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset f * 0.85 * f'c * b}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As (mín.)	17.10 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	16.61	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

$$S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

Verificación por Corte

Vu	39.513 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	20.488 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	56.828 Tnf	Ok

III.a.3.2. Talon Anterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	23.319 Tnf/m2
σmín. =	8.732 Tnf/m2

σ2-2 =	21.698 Tnf/m2	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	6.41 Tnf.m	
Mact. (último) =	10.89 Tnf.m	

M (diseño) =	10.89 Tnf.m	As (mín)	17.10 cm2
a =	0.78232		
As =	3.32 cm2		

As (diseño)	3.32 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	16.608	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

As (mín.)	17.10 cm2			
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	16.608	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

Verificación de corte	
Vu	16.88 Tnf
ØVc	56.83 Tnf Ok

III.a.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE

III.a.4.1. Datos Contrafuerte

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de Inclinacion Contrafuerte

α =	57.72 °

Altura de pantalla =	8.55 m
Talón =	5.40 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	5.40 m	

III.a.4.2. Refuerzo en Traccion

Primer tramo			
h1 =	8.55 m	d =	5.34 m

σempuje activo =	4.50 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	7.91 Tnf/m2
Vu =	33.823 Tnf
Mu =	96.394 Tnf.m

Tu	33.323 Tnf	
As	8.82 cm2	
As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Ø	1	5.10 cm2
# Var.	2 varillas de Ø1	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Segundo tramo			
h1 =	4.28 m	d	2.640 m

σempuje activo =	2.25 Tnf/m2	Tu	8.645 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	2.29 cm2	
σúltimo =	4.08 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	8.729 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	12.439 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

Tercer tramo			
h1 =	2.85 m	d	1.740 m

σempuje activo =	1.50 Tnf/m2	Tu	3.984 Tnf	
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	1.05 cm2	
σúltimo =	2.81 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	4.001 Tnf	Ø	5/8	1.99 cm2
Mu =	3.801 Tnf.m	# Var.	2 varillas de Ø 5/8	

III.a.4.3. Refuerzo Horizontal y Vertical

Refuerzo horizontal

wu =	4.08 Tnf/m2
Tu =	6.126 Tnf
As =	1.62 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \qquad As = \frac{Tu}{\emptyset f * fy} \qquad S = \frac{b * As\emptyset}{As}$$

As (diseño)	1.62 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	4.08 Tnf/m2
Tu =	6.126 Tnf
As =	1.62 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	1.62 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2			
Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25	cm	As (utilizar)	
Esp. utilizado	30.00	cm	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Verificación por corte

El contrafuerte por sus caracteristicas geometricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la seccion critica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3° Edicion,Pag.382)

0.15 Hp =	1.283 m de la Base	La seccion critica se ubica a	7.268 m

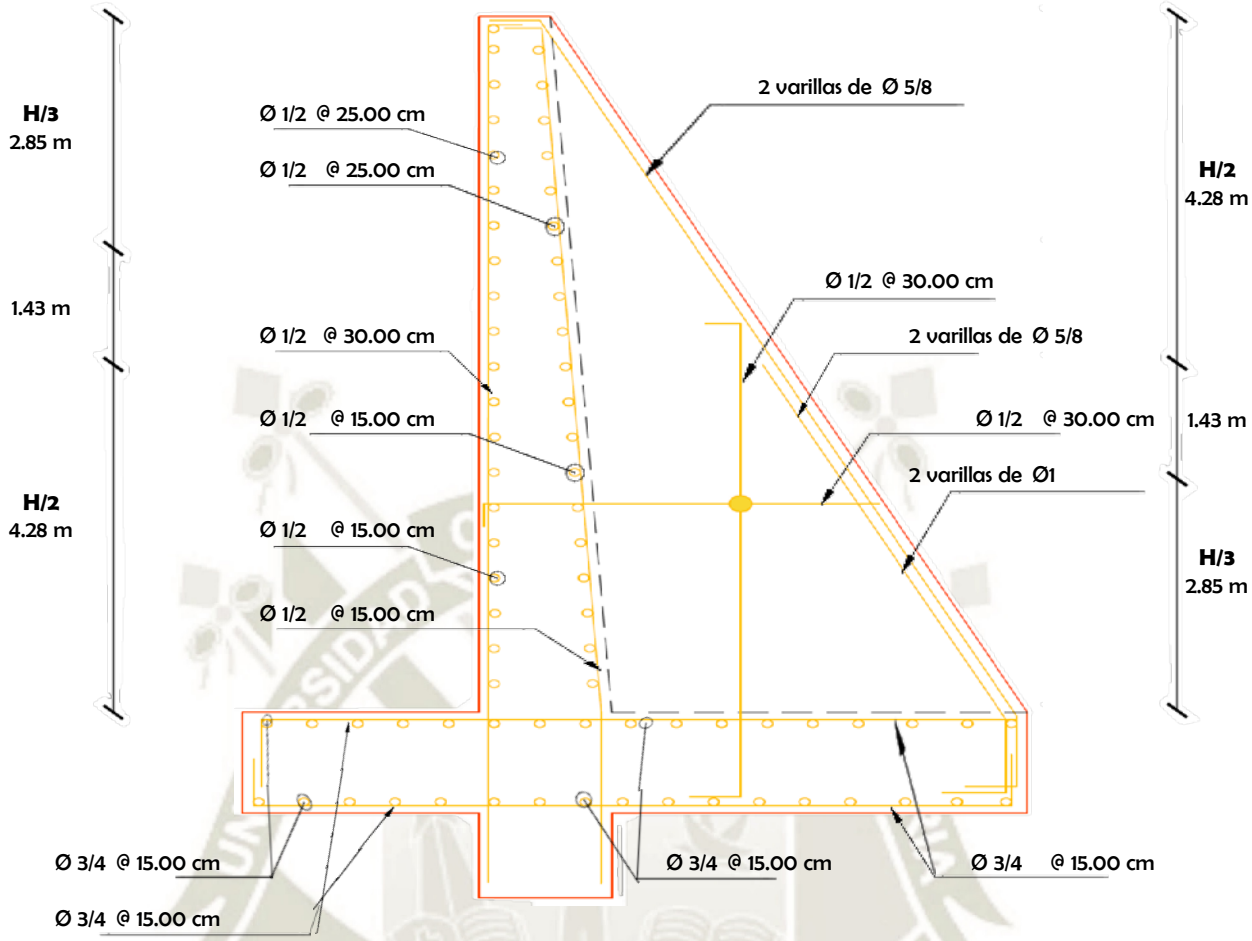
Vu	44.518 Tnf	
Vc	69.723 Tnf	Ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

IV. DISTRIBUCION DE ACERO EN MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ANTE CARGAS ESTÁTICAS Y SISMO DE LOS MUROS EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTES

En esta sección de realizará la comparación luego del pre-dimensionamiento y análisis a diferentes alturas de muros de contención en voladizo y con contrafuerte, se tuvo en consideración el desplazamiento, fuerza cortante y momentos flectores.

1.1.1 DESPLAZAMIENTOS

Muro de Contención H = 2.00 m.

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
2.00	-0.44940	-0.42060	-0.71220	-0.66400	-0.83410	-0.78290
1.50	-0.37160	-0.35170	-0.59280	-0.55950	-0.67670	-0.64160
1.00	-0.29400	-0.28260	-0.47390	-0.45490	-0.52020	-0.50020
0.50	-0.21800	-0.21350	-0.35770	-0.35030	-0.36680	-0.35920
0.00	-0.14610	-0.14580	-0.24840	-0.24790	-0.22120	-0.22070

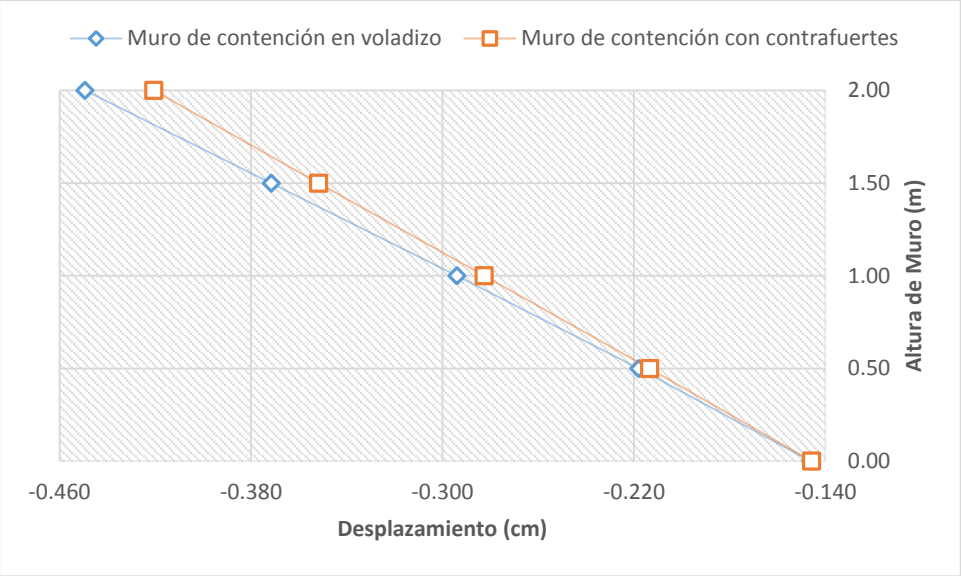
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

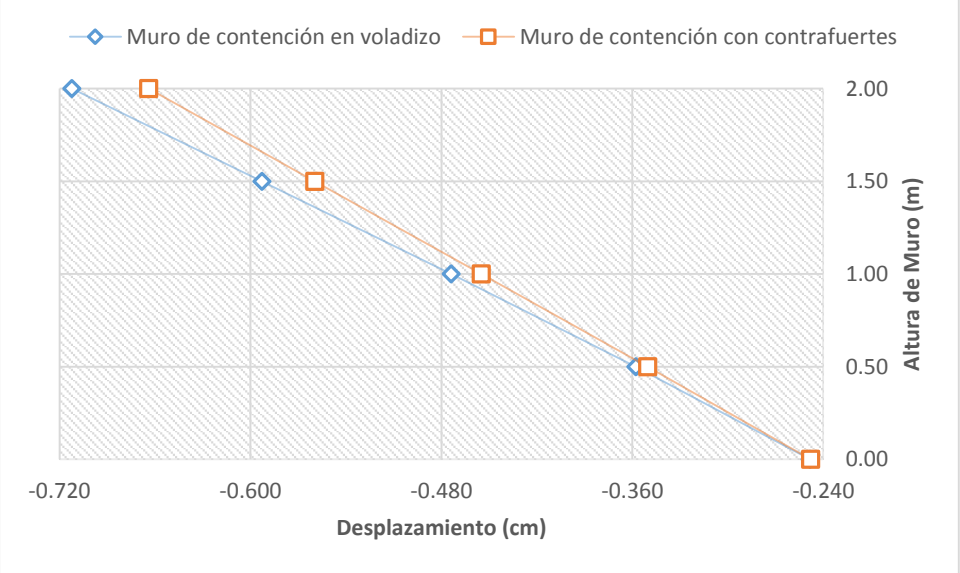
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 0.4494 cm y 0.4206 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



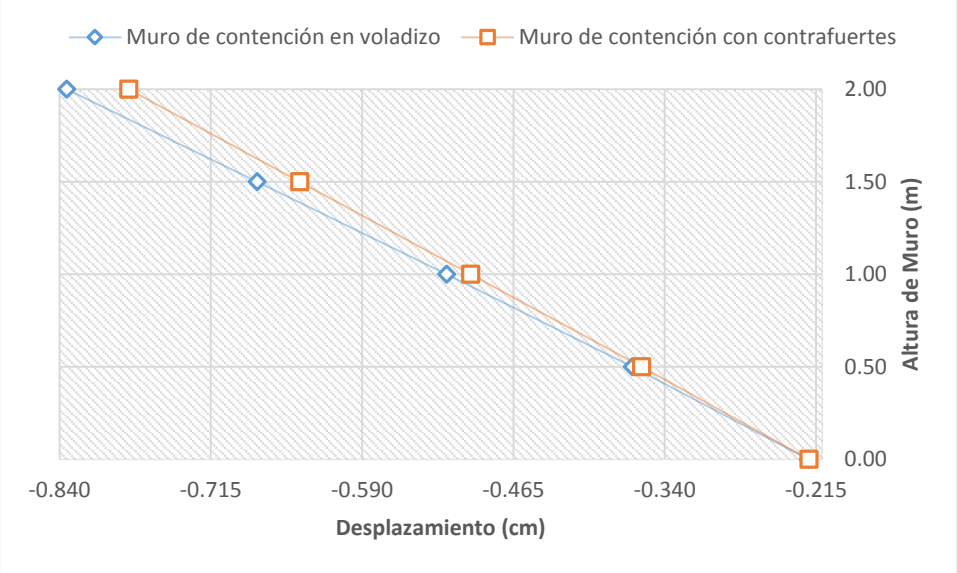
En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 0.7122 cm y 0.6640 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 0.8341 cm y 0.7829 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 2.50 m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
2.50	-0.85040	-0.77160	-1.36490	-1.23020	-1.55460	-1.40610
1.88	-0.68650	-0.63310	-1.10650	-1.01530	-1.23690	-1.13680
1.25	-0.52360	-0.49450	-0.84970	-0.80000	-0.92180	-0.86750
0.63	-0.36500	-0.35540	-0.60030	-0.58390	-0.61610	-0.59820
0.00	-0.21830	-0.21800	-0.37110	-0.37060	-0.33310	-0.33250

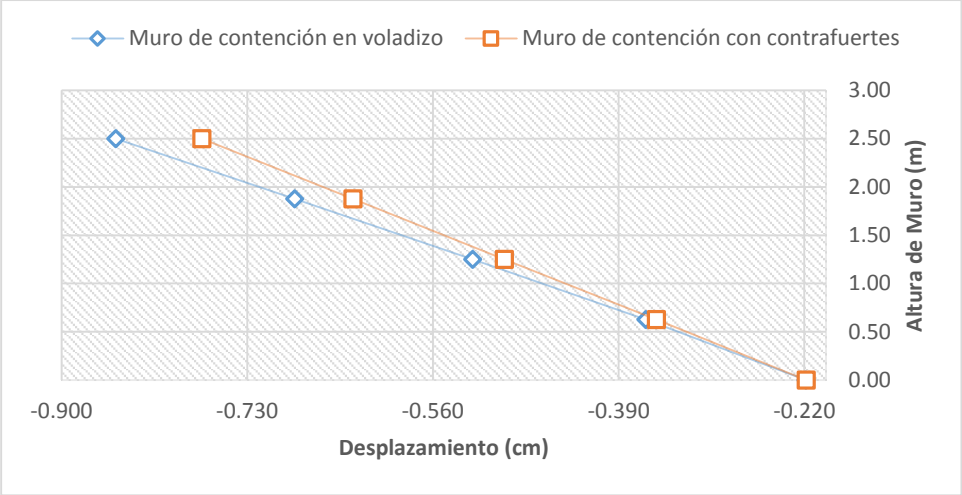
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

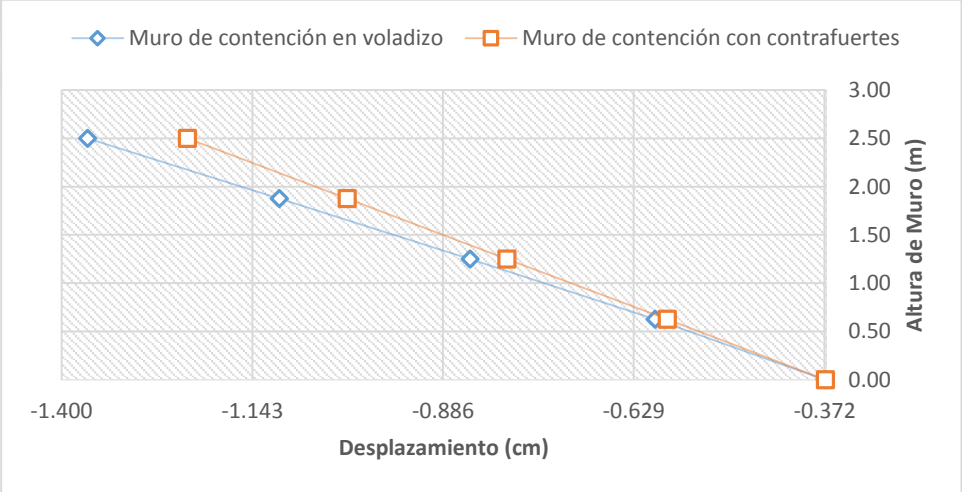
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 0.8504 cm y 0.7716 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

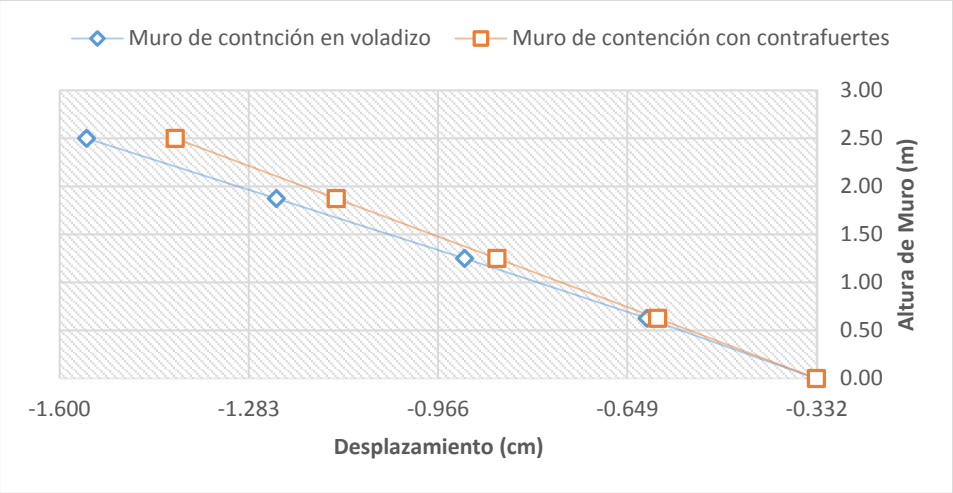


En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 1.3649 cm y 1.2302 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 1.5546 cm y 1.4061 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 3.00 m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
3.00	-1.53640	-1.34580	-2.48110	-2.15330	-2.83360	-2.46160
2.50	-1.32220	-1.17230	-2.13870	-1.88090	-2.41990	-2.12820
2.00	-1.10820	-0.99900	-1.79680	-1.60860	-2.00720	-1.79520
1.50	-0.89580	-0.82540	-1.45750	-1.33590	-1.59850	-1.46210
1.00	-0.68760	-0.65120	-1.12530	-1.06220	-1.19940	-1.12880
0.50	-0.48810	-0.47670	-0.80790	-0.78800	-0.81820	-0.79590
0.00	-0.30450	-0.30400	-0.51760	-0.51690	-0.46720	-0.46650

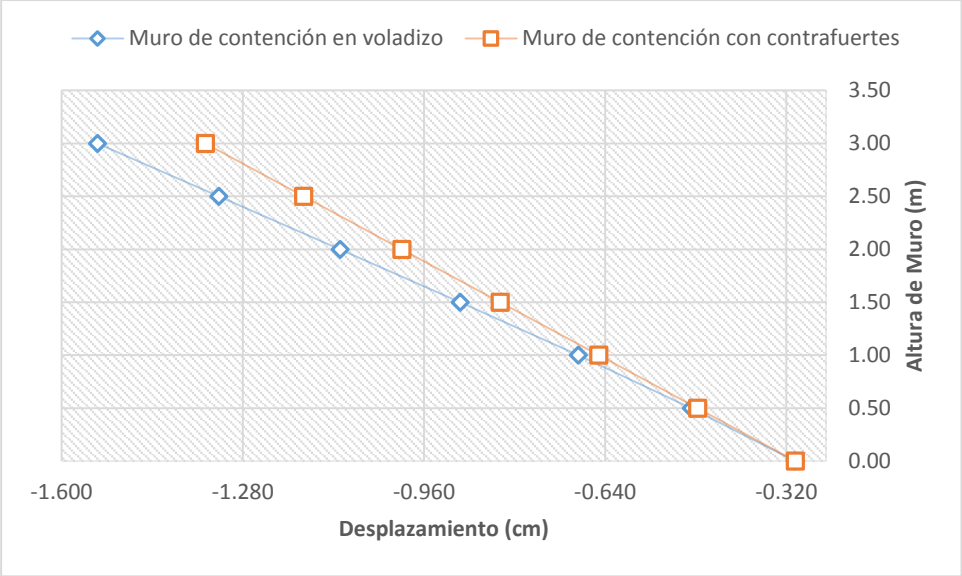
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

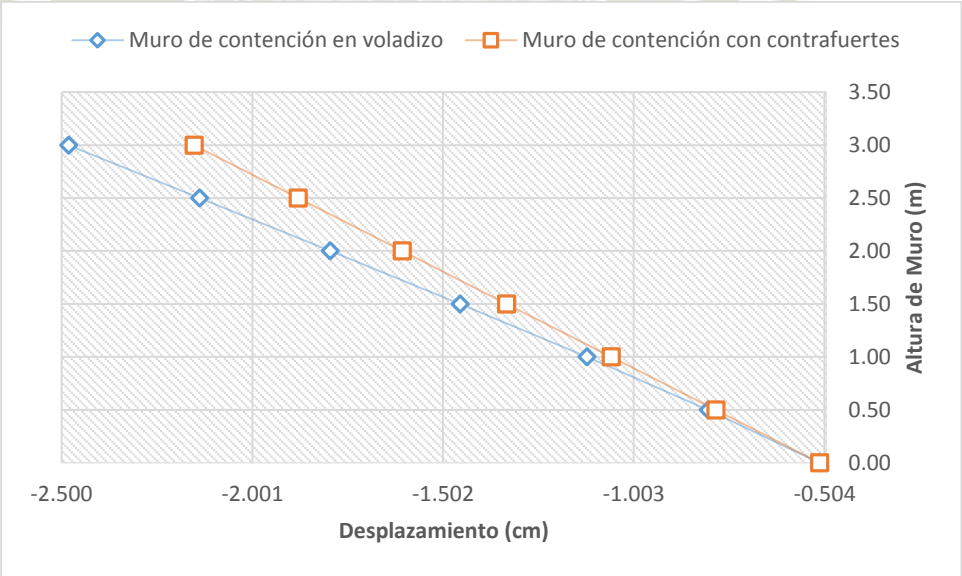
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 1.5364 cm y 1.3458 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



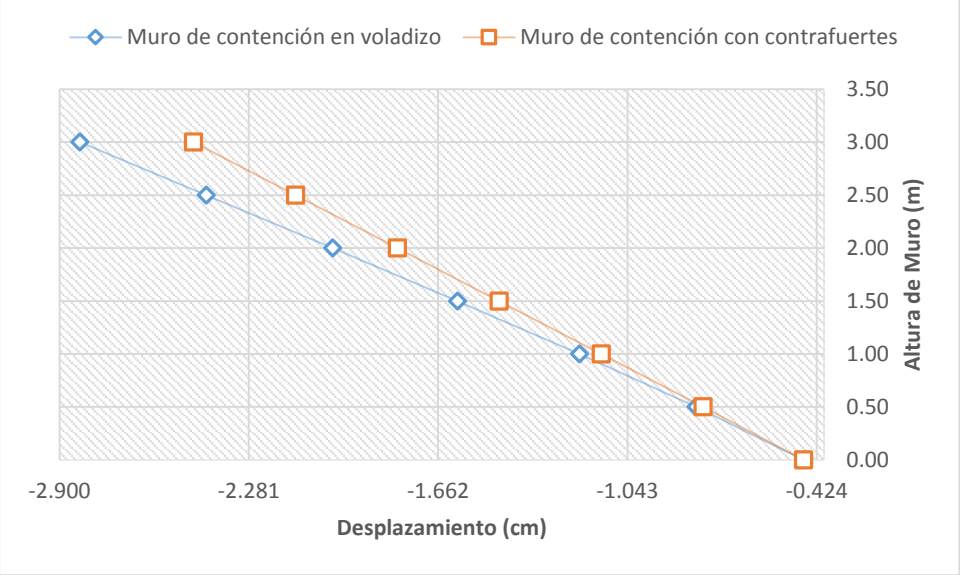
En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 2.4811 cm y 2.1533 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 2.8336 cm y 2.4616 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 3.50 m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
3.50	-1.76160	-1.33300	-2.86090	-2.12890	-3.44840	-2.60950
2.92	-1.51690	-1.17880	-2.46720	-1.88970	-2.93680	-2.27760
2.33	-1.27290	-1.02480	-2.07470	-1.65080	-2.42740	-1.94630
1.75	-1.03210	-0.87050	-1.68760	-1.41130	-1.92660	-1.61510
1.17	-0.79980	-0.71500	-1.31510	-1.16990	-1.44570	-1.28320
0.58	-0.58580	-0.55860	-0.97350	-0.92680	-1.00310	-0.95100
0.00	-0.40510	-0.40460	-0.68870	-0.68790	-0.62420	-0.62340

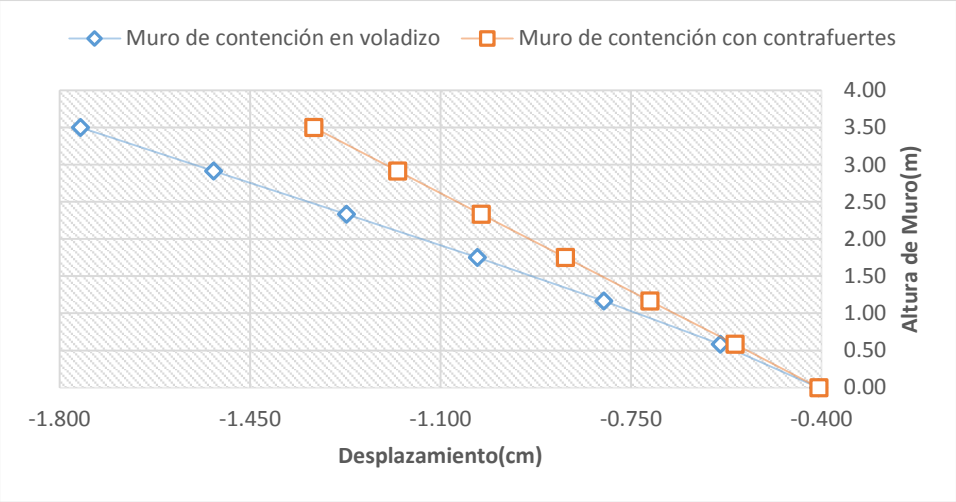
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

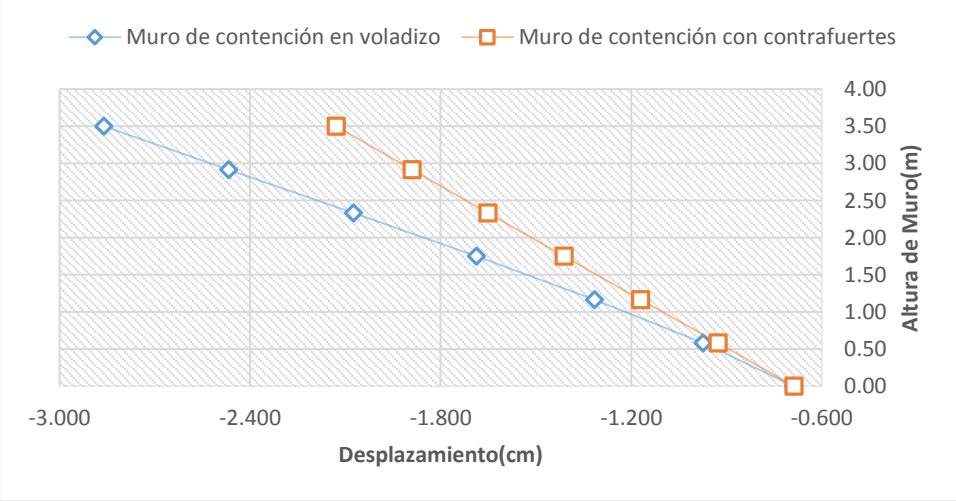
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 1.7616 cm y 1.3330 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



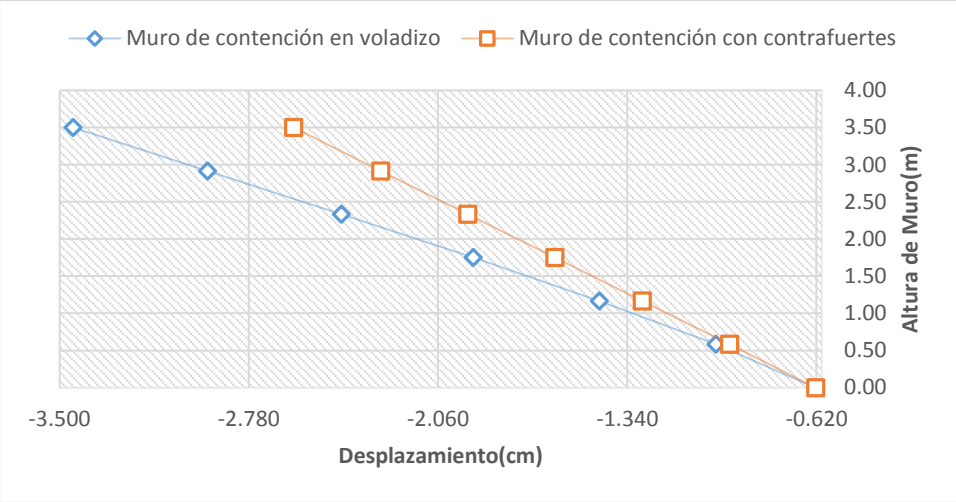
En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 2.8609 cm y 2.1289 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 3.4484 cm y 2.6095 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 4.00 m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
4.00	-2.73430	-1.91090	-4.47730	-3.07000	-5.33700	-3.70160
3.50	-2.43150	-1.73740	-3.98400	-2.79740	-4.71220	-3.33790
3.00	-2.12910	-1.56420	-3.49130	-2.52530	-4.08860	-2.97490
2.50	-1.82820	-1.39110	-3.00110	-2.25330	-3.46980	-2.61250
2.00	-1.53140	-1.21770	-2.51800	-1.98090	-2.86220	-2.25040
1.50	-1.24340	-1.04350	-2.04970	-1.70710	-2.27550	-1.88780
1.00	-0.97130	-0.86810	-1.60840	-1.43130	-1.72380	-1.52440
0.50	-0.72540	-0.69220	-1.21180	-1.15460	-1.22540	-1.16110
0.00	-0.51970	-0.51910	-0.88340	-0.88250	-0.80350	-0.80250

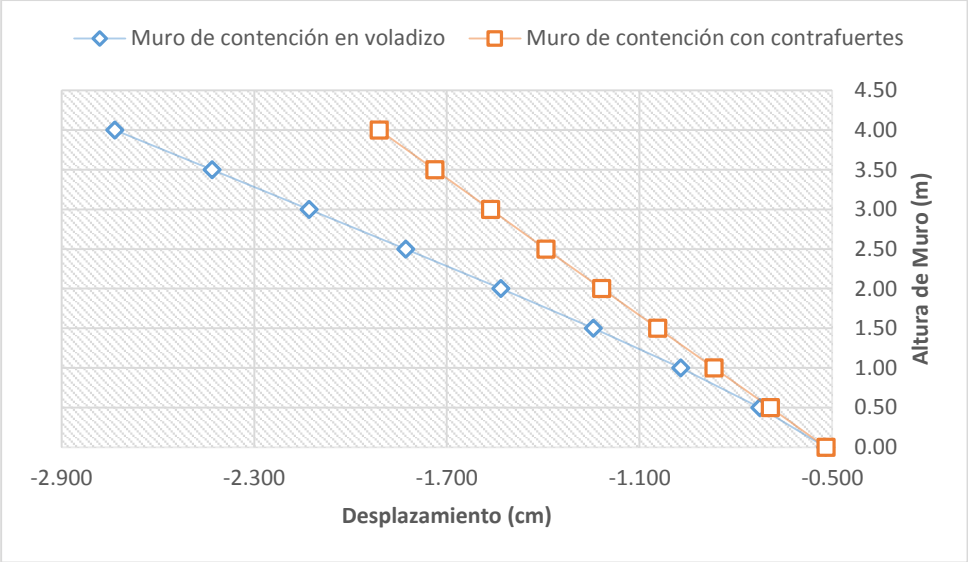
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

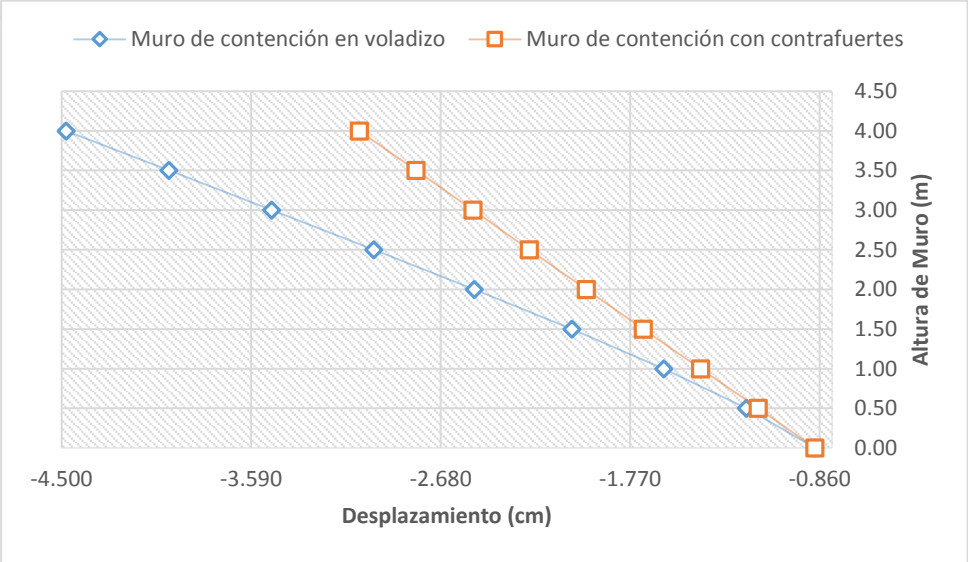
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 2.7343 cm y 1.9109 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



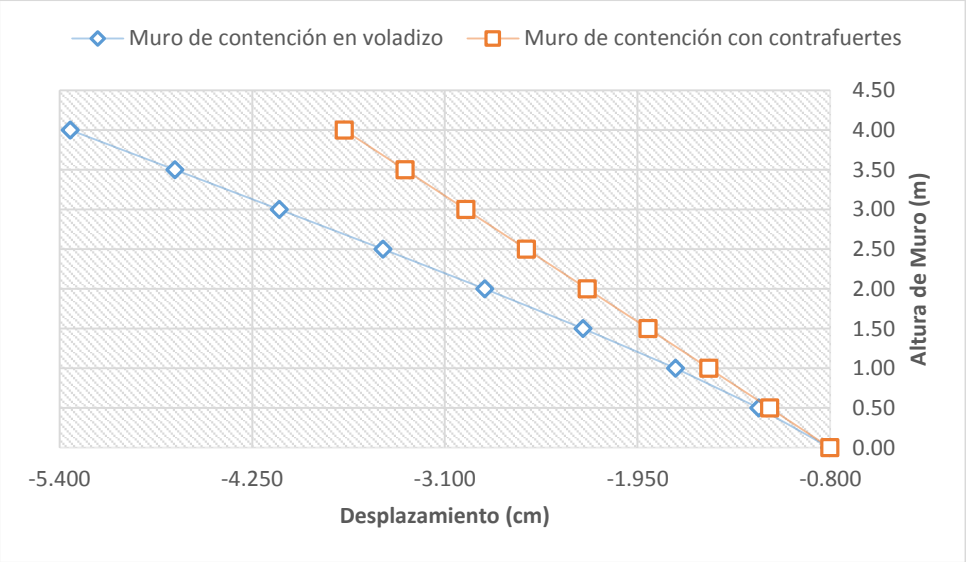
En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 4.4773 cm y 3.0700 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 5.3370 cm y 3.7016 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 4.50 m

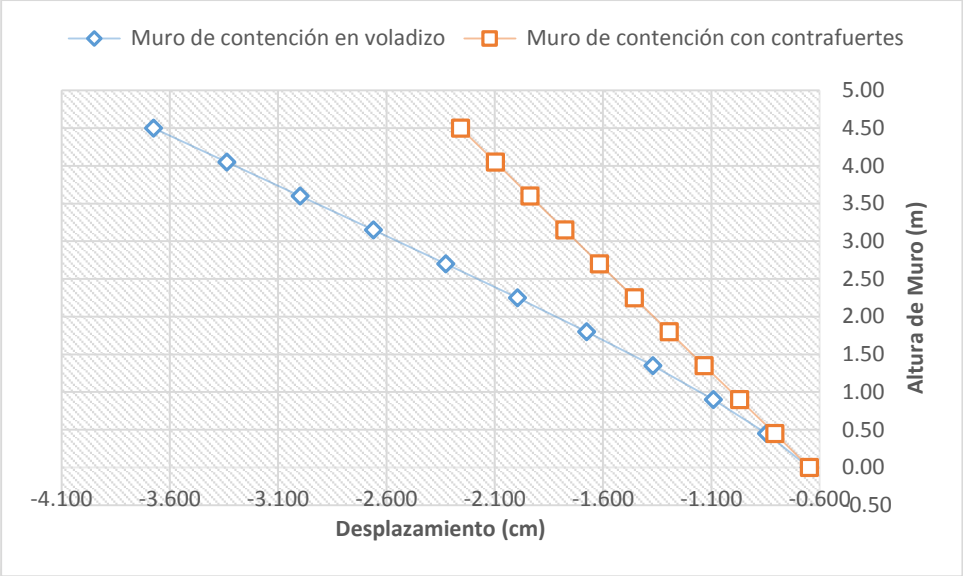
	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
4.50	-3.6757	-2.2582	-6.0671	-3.6535	-7.4594	-4.6313
4.05	-3.3368	-2.0972	-5.5092	-3.3985	-6.7318	-4.2662
3.60	-2.9982	-1.9366	-4.9517	-3.1439	-6.0051	-3.9018
3.15	-2.6605	-1.7762	-4.3958	-2.8899	-5.2817	-3.5381
2.70	-2.3253	-1.616	-3.8441	-2.636	-4.5659	-3.1753
2.25	-1.9954	-1.4556	-3.3014	-2.3819	-3.8645	-2.8129
1.80	-1.675	-1.2946	-2.7749	-2.1269	-3.1866	-2.4505
1.35	-1.3704	-1.1327	-2.2753	-1.8701	-2.5445	-2.0874
0.90	-1.09	-0.9698	-1.8167	-1.6118	-1.9536	-1.7237
0.45	-0.8447	-0.807	-1.4179	-1.3535	-1.4329	-1.3611
0.00	-0.6483	-0.6477	-1.1022	-1.1012	-1.0052	-1.0041

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

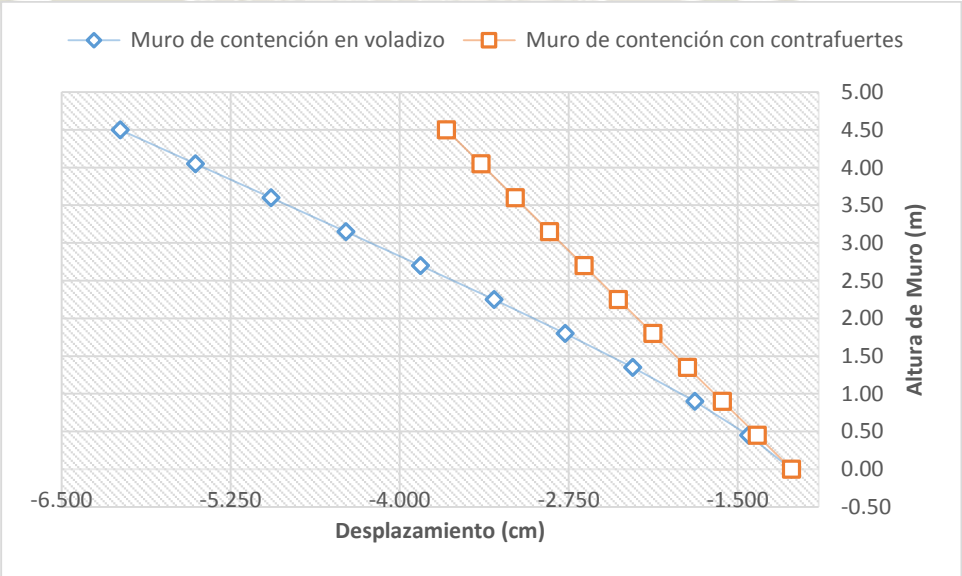
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 3.6757 cm y 2.2582 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



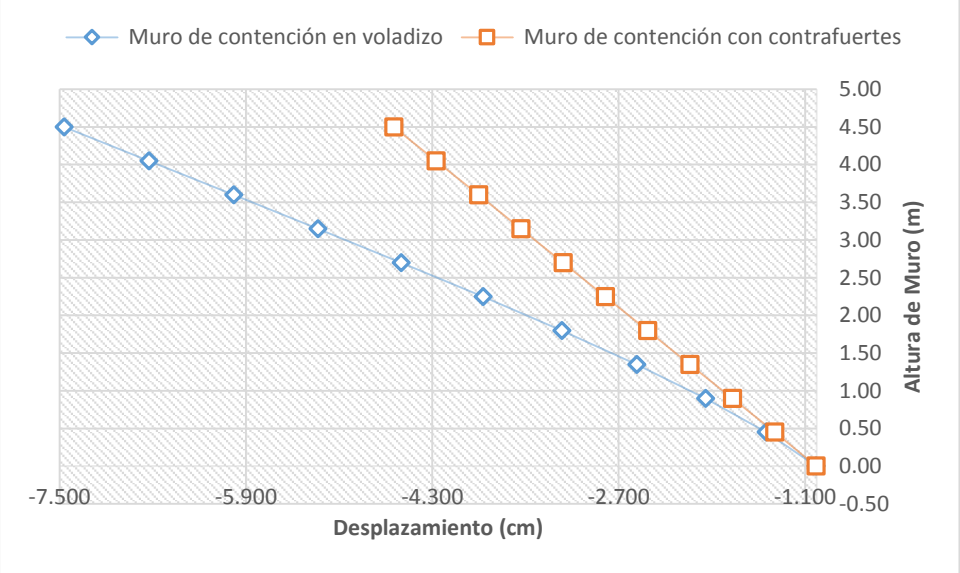
En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 6.0671 cm y 3.6535 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 7.4594 cm y 4.6313 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 5.00 m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
5.00	-4.16670	-2.64870	-6.84910	-4.25790	-8.60360	-5.45550
4.50	-3.78750	-2.46300	-6.22790	-3.96670	-7.76750	-5.03110
4.00	-3.40860	-2.27760	-5.60720	-3.67610	-6.93290	-4.60740
3.50	-3.03110	-2.09250	-4.98890	-3.38580	-6.10340	-4.18470
3.00	-2.65700	-1.90740	-4.37630	-3.09570	-5.28490	-3.76290
2.50	-2.28970	-1.72220	-3.77540	-2.80540	-4.48580	-3.34170
2.00	-1.93420	-1.53650	-3.19450	-2.51420	-3.71690	-2.92080
1.50	-1.59730	-1.34990	-2.64520	-2.22150	-2.99160	-2.49940
1.00	-1.28740	-1.16250	-2.14170	-1.92740	-2.32520	-2.07760
0.50	-1.01480	-0.97520	-1.70180	-1.63350	-1.73550	-1.65670
0.00	-0.79180	-0.79120	-1.34610	-1.34500	-1.24230	-1.24120

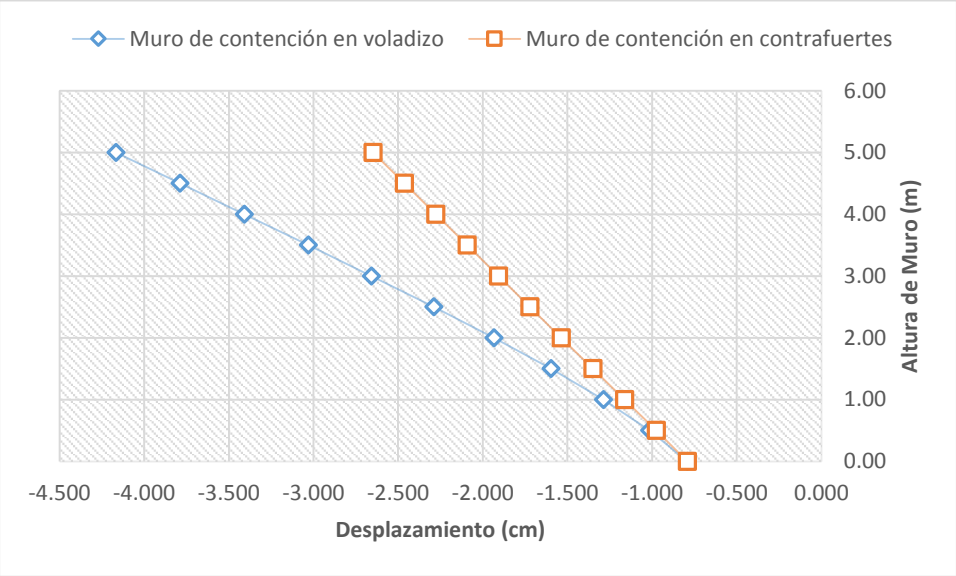
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



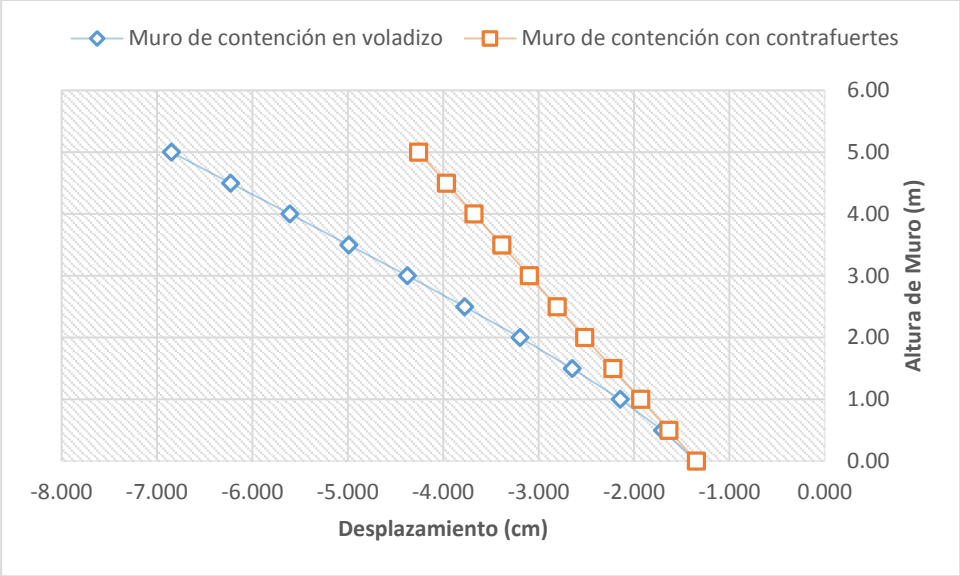
En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 4.1667 cm y 2.6487 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

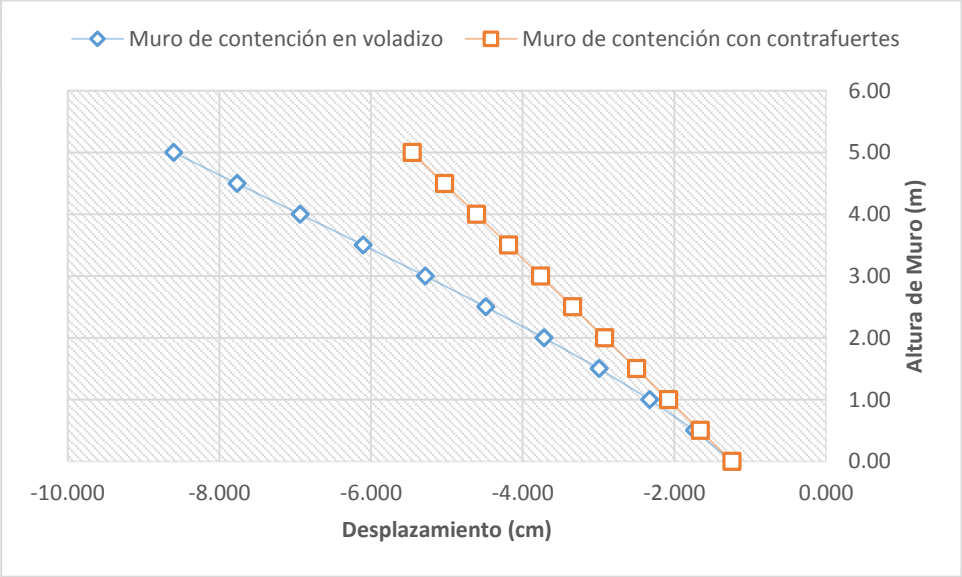
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 6.8491 cm y 4.2579 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 8.6036 cm y 5.4555 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 5.50 m

	Desplazamiento Lateral (cm)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

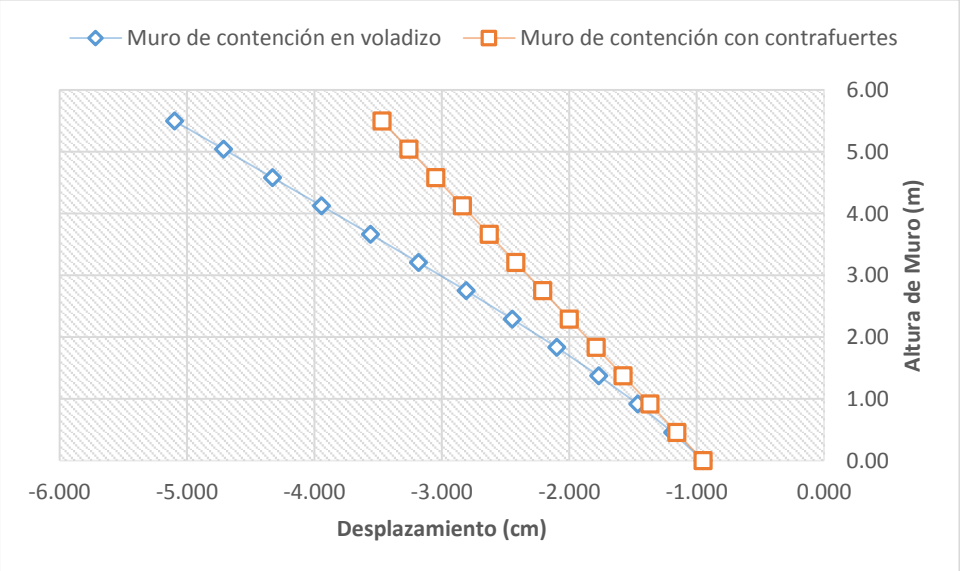
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
5.50	-5.09850	-3.46830	-8.37040	-5.58430	-10.63780	-7.15170
5.04	-4.71280	-3.25800	-7.73960	-5.25280	-9.77660	-6.67690
4.58	-4.32750	-3.04790	-7.10920	-4.92170	-8.91670	-6.20270
4.13	-3.94290	-2.83800	-6.48030	-4.59080	-8.06030	-5.72930
3.67	-3.56040	-2.62820	-5.85470	-4.26020	-7.21130	-5.25680
3.21	-3.18170	-2.41850	-5.23570	-3.92970	-6.37480	-4.78530
2.75	-2.80950	-2.20870	-4.62770	-3.59910	-5.55710	-4.31460
2.29	-2.44710	-1.99870	-4.03630	-3.26810	-4.76540	-3.84430
1.83	-2.09850	-1.78840	-3.46850	-2.93650	-4.00780	-3.37420
1.38	-1.76860	-1.57750	-2.93240	-2.60400	-3.29300	-2.90400
0.92	-1.46290	-1.36630	-2.43750	-2.27100	-2.63050	-2.43410
0.46	-1.18740	-1.15590	-1.99390	-1.93920	-2.03040	-1.96570
0.00	-0.94890	-0.94820	-1.61310	-1.61190	-1.50310	-1.50180

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.50m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 5.0985 cm y 3.4683 cm para los muros en

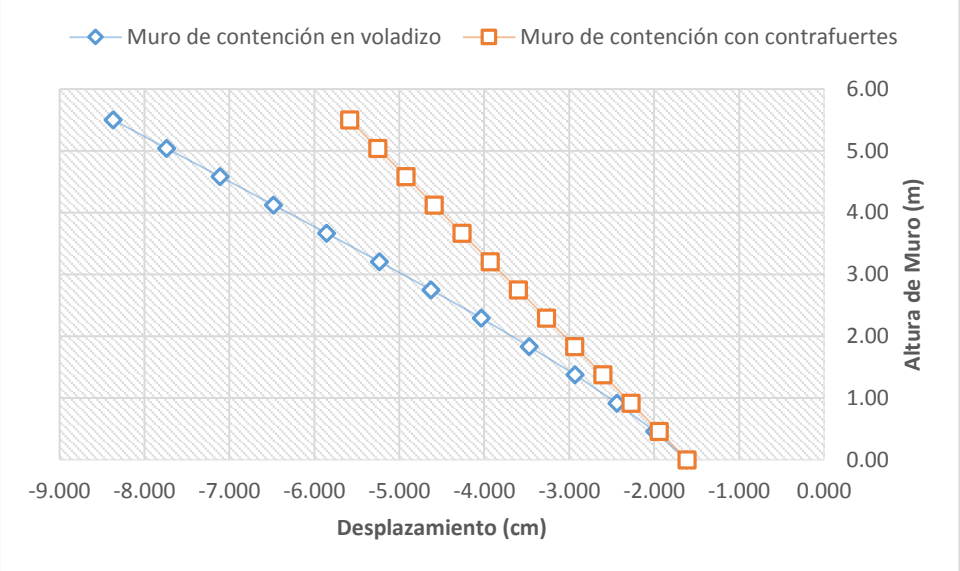
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

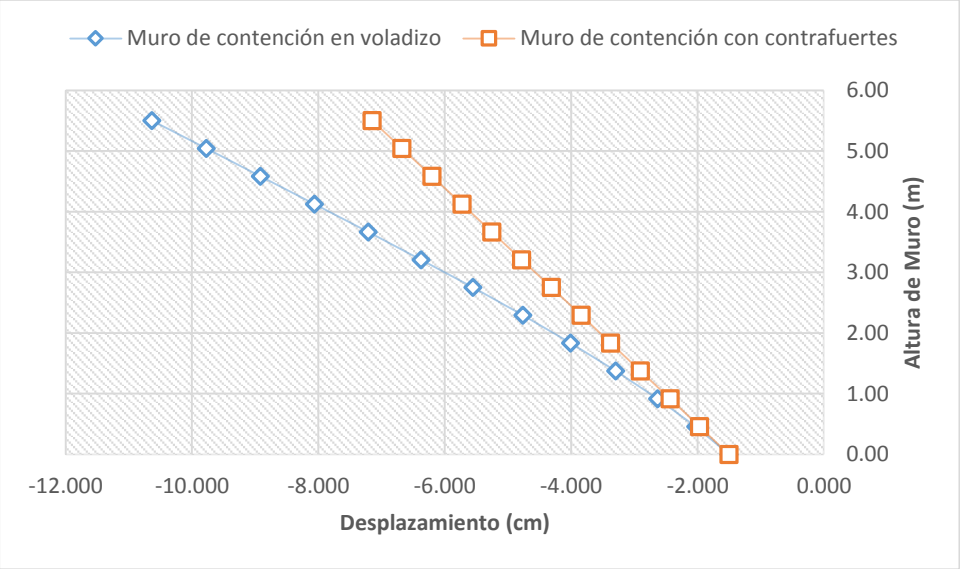
voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 8.3704 cm y 5.5843 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 10.6378 cm y 7.1517 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 6.00 m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
6.00	-6.47650	-4.00160	-10.66890	-6.43550	-13.45750	-8.13180
5.57	-6.04160	-3.79560	-9.95380	-6.11160	-12.49080	-7.67380
5.14	-5.60690	-3.58980	-9.23920	-5.78790	-11.52520	-7.21640
4.71	-5.17280	-3.38410	-8.52570	-5.46460	-10.56270	-6.75960
4.29	-4.74040	-3.17850	-7.81490	-5.14140	-9.60660	-6.30360
3.86	-4.31100	-2.97310	-7.10930	-4.81830	-8.66120	-5.84840
3.43	-3.88660	-2.76760	-6.41230	-4.49530	-7.73200	-5.39400
3.00	-3.47000	-2.56220	-5.72850	-4.17230	-6.82520	-4.94020
2.57	-3.06450	-2.35650	-5.06330	-3.84900	-5.94780	-4.48680
2.14	-2.67380	-2.15060	-4.42350	-3.52510	-5.10750	-4.03350
1.71	-2.30240	-1.94410	-3.81670	-3.20030	-4.31270	-3.58000
1.29	-1.95560	-1.73710	-3.25130	-2.87460	-3.57220	-3.12620
0.86	-1.63870	-1.52990	-2.73710	-2.54840	-2.89560	-2.67250
0.43	-1.358	-1.3232	-2.2842	-2.2234	-2.2926	-2.2201
0.00	-1.12	-1.1191	-1.9039	-1.9025	-1.7733	-1.7716

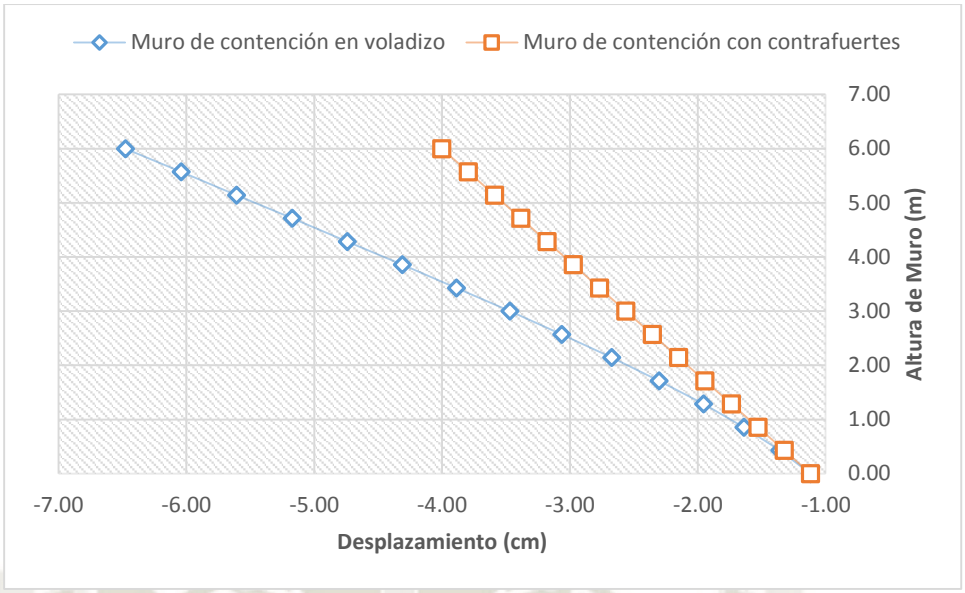
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

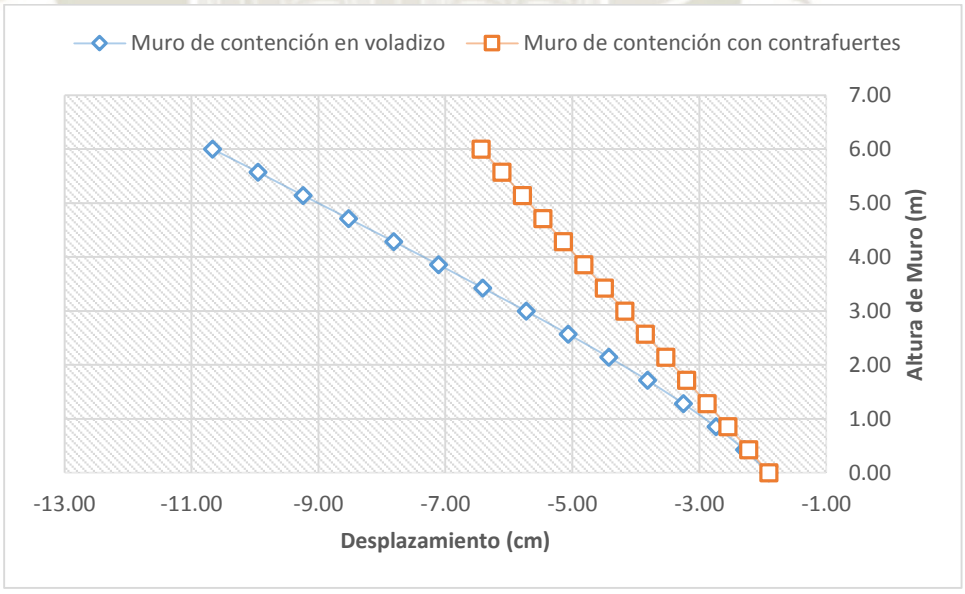
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 6.4765 cm y 4.0016 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



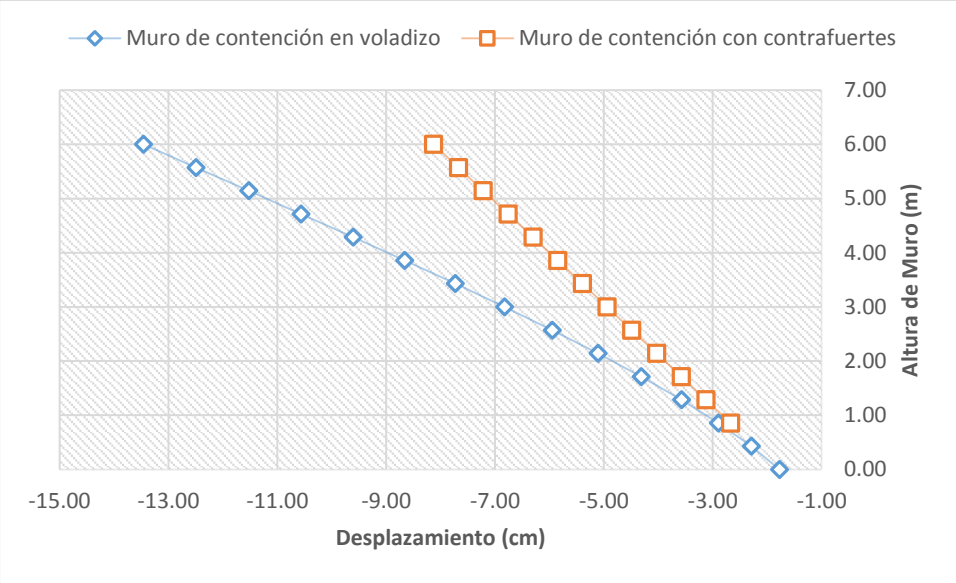
En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 10.6689 cm y 6.4355 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 13.4575 cm y 8.1318 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 6.50 m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
6.50	-7.60080	-5.00640	-12.50380	-8.06120	-15.92610	-10.19940
6.04	-7.09330	-4.74160	-11.67090	-7.64320	-14.78570	-9.61440
5.57	-6.58610	-4.47700	-10.83860	-7.22560	-13.64680	-9.03010
5.11	-6.07980	-4.21260	-10.00770	-6.80820	-12.51210	-8.44670
4.64	-5.57560	-3.94830	-9.18030	-6.39100	-11.38600	-7.86430
4.18	-5.07500	-3.68400	-8.35920	-5.97400	-10.27360	-7.28300
3.71	-4.58060	-3.41990	-7.54850	-5.55710	-9.18120	-6.70280
3.25	-4.09520	-3.15580	-6.75320	-5.14030	-8.11560	-6.12350
2.79	-3.62240	-2.89170	-5.97910	-4.72340	-7.08450	-5.54480
2.32	-3.16610	-2.62730	-5.23330	-4.30610	-6.09570	-4.96640
1.86	-2.73100	-2.36250	-4.52340	-3.88810	-5.15740	-4.38810
1.39	-2.32190	-2.09730	-3.85770	-3.46930	-4.27830	-3.80980
0.93	-1.94420	-1.83200	-3.24550	-3.05030	-3.46720	-3.23180
0.46	-1.60370	-1.56730	-2.69640	-2.63250	-2.73300	-2.65520
0.00	-1.30620	-1.30520	-2.22050	-2.21890	-2.08460	-2.08270

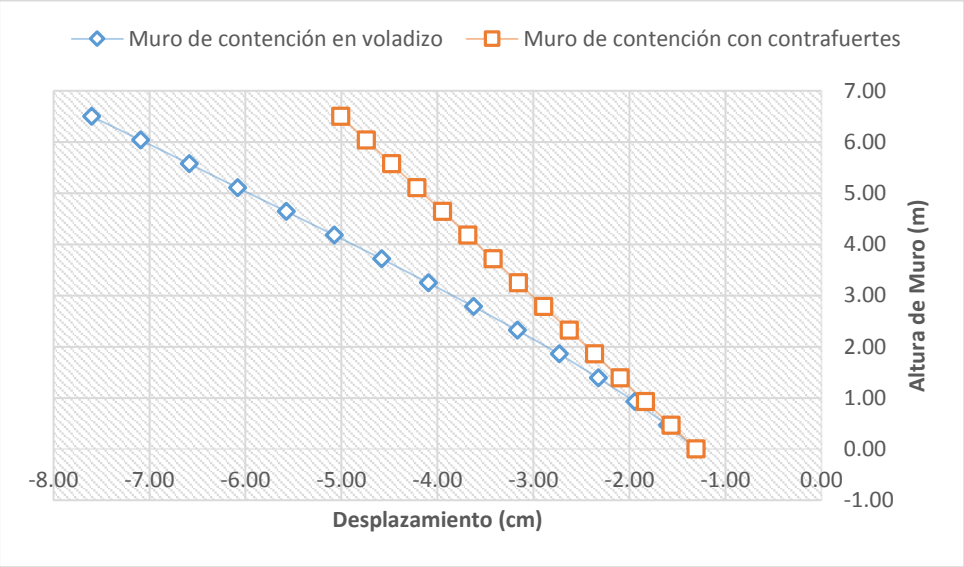
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

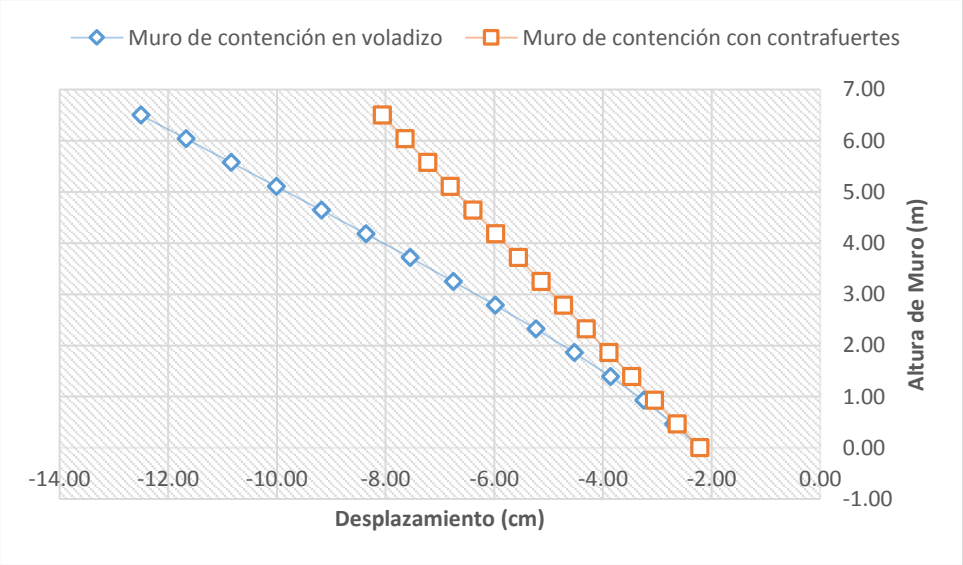
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 7.6008 cm y 5.0064 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



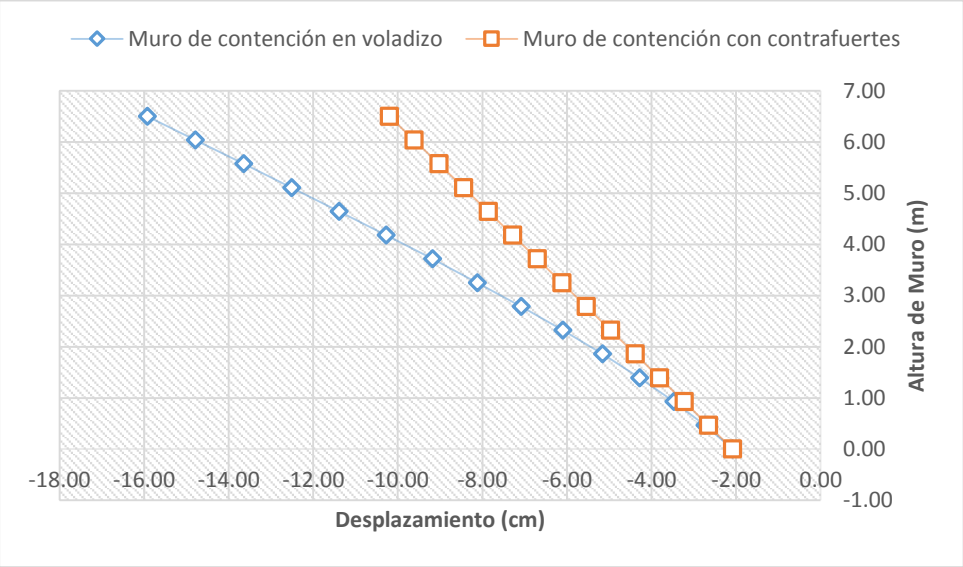
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 12.5038 cm y 8.0612 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 15.9261 cm y 10.1994 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 7.00 m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
7.00	-9.11840	-5.45500	-15.07380	-8.81920	-19.56080	-11.51280
6.50	-8.49250	-5.17210	-14.04040	-8.37070	-18.11970	-10.85460
6.00	-7.86720	-4.88940	-13.00780	-7.92260	-16.68090	-10.19730
5.50	-7.24310	-4.60680	-11.97740	-7.47480	-15.24820	-9.54120
5.00	-6.62180	-4.32450	-10.95180	-7.02730	-13.82740	-8.88650
4.50	-6.00580	-4.04230	-9.93510	-6.58010	-12.42600	-8.23330
4.00	-5.39840	-3.76030	-8.93300	-6.13320	-11.05280	-7.58160
3.50	-4.80370	-3.47840	-7.95250	-5.68650	-9.71760	-6.93120
3.00	-4.22660	-3.19660	-7.00210	-5.23980	-8.43100	-6.28160
2.50	-3.67300	-2.91450	-6.09150	-4.79280	-7.20430	-5.63270
2.00	-3.14940	-2.63210	-5.23180	-4.34500	-6.04940	-4.98380

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

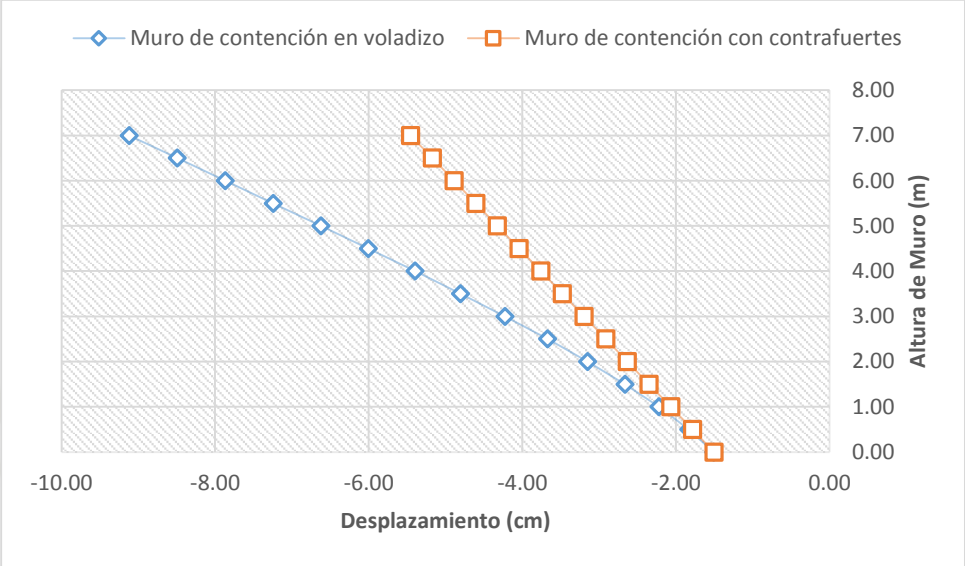
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.50	-2.66280	-2.34910	-4.43510	-3.89630	-4.97870	-4.33490
1.00	-2.22110	-2.06580	-3.71480	-3.44720	-4.00500	-3.68640
0.50	-1.83250	-1.78350	-3.08470	-2.99970	-3.14130	-3.03990
0.00	-1.50580	-1.50470	-2.55980	-2.55810	-2.40090	-2.39890

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



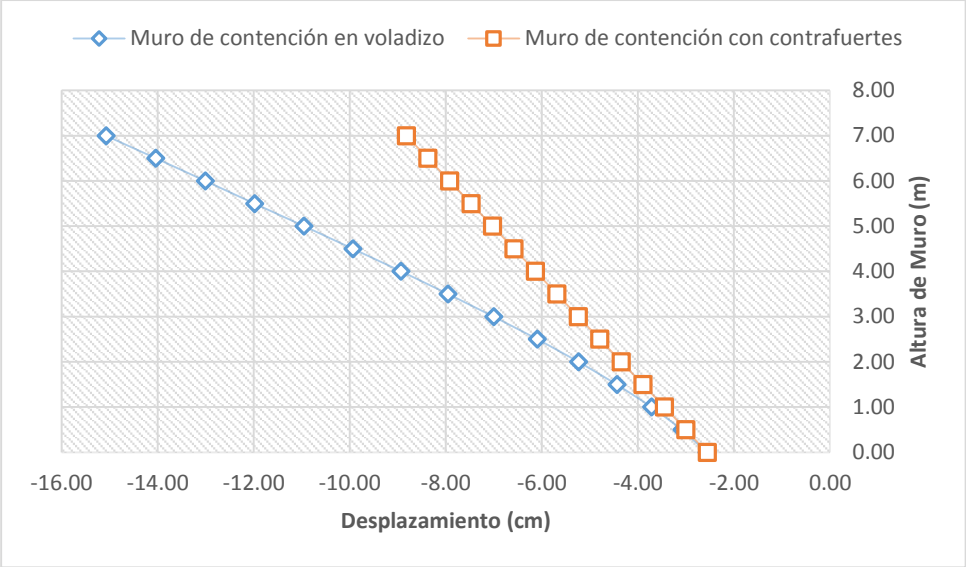
En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 9.1184 cm y 5.4550 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

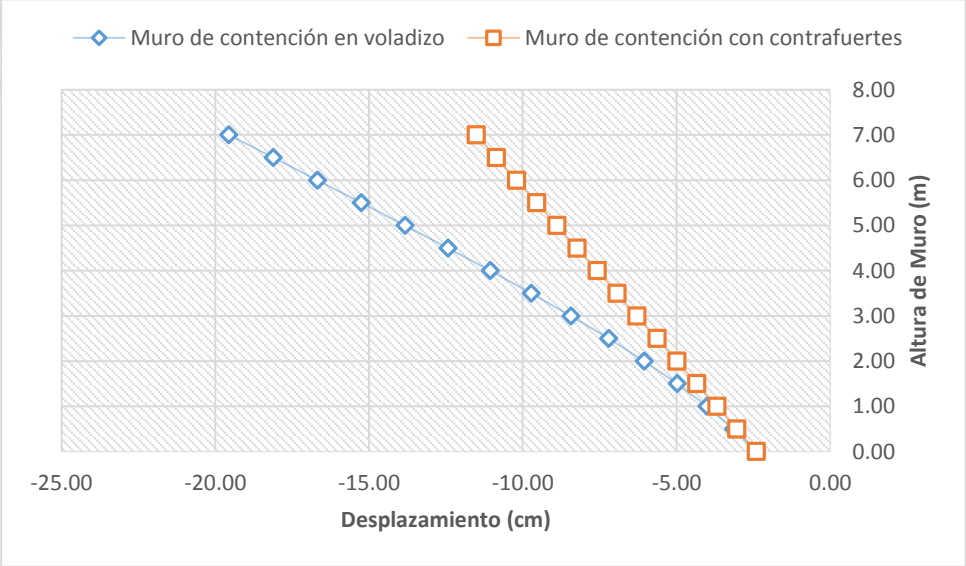
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 15.07380 cm y 8.8192 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 19.5608 cm y 11.5128 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 7.50 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
7.50	-9.90670	-6.06550	-16.34370	-9.77530	-21.4678	-12.80810
7.03	-9.31540	-5.79320	-15.36950	-9.34580	-20.08150	-12.17290
6.56	-8.72450	-5.52100	-14.39610	-8.91670	-18.69720	-11.53850
6.09	-8.13460	-5.24890	-13.42430	-8.48780	-17.31810	-10.90500
5.63	-7.54680	-4.97700	-12.45620	-8.05910	-15.94880	-10.27280
5.16	-6.96280	-4.70520	-11.49450	-7.63050	-14.59500	-9.64180
4.69	-6.38480	-4.43350	-10.54300	-7.20210	-13.26310	-9.01210
4.22	-5.81550	-4.16190	-9.60630	-6.77400	-11.95990	-8.38350
3.75	-5.25810	-3.89040	-8.68980	-6.34600	-10.69280	-7.75600
3.28	-4.71610	-3.61890	-7.79960	-5.91800	-9.46910	-7.12920
2.81	-4.19350	-3.34740	-6.94230	-5.48980	-8.29630	-6.50300
2.34	-3.69450	-3.07560	-6.12510	-5.06130	-7.18210	-5.87700
1.88	-3.22360	-2.80340	-5.35570	-4.63200	-6.13430	-5.25110
1.41	-2.78560	-2.53090	-4.64230	-4.20220	-5.16050	-4.62520
0.94	-2.38550	-2.25840	-3.99320	-3.77250	-4.26840	-3.99990
0.47	-2.02840	-1.98700	-3.41720	-3.34450	-3.46580	-3.37660
0.00	-1.71960	-1.71840	-2.92330	-2.92130	-2.76010	-2.75780

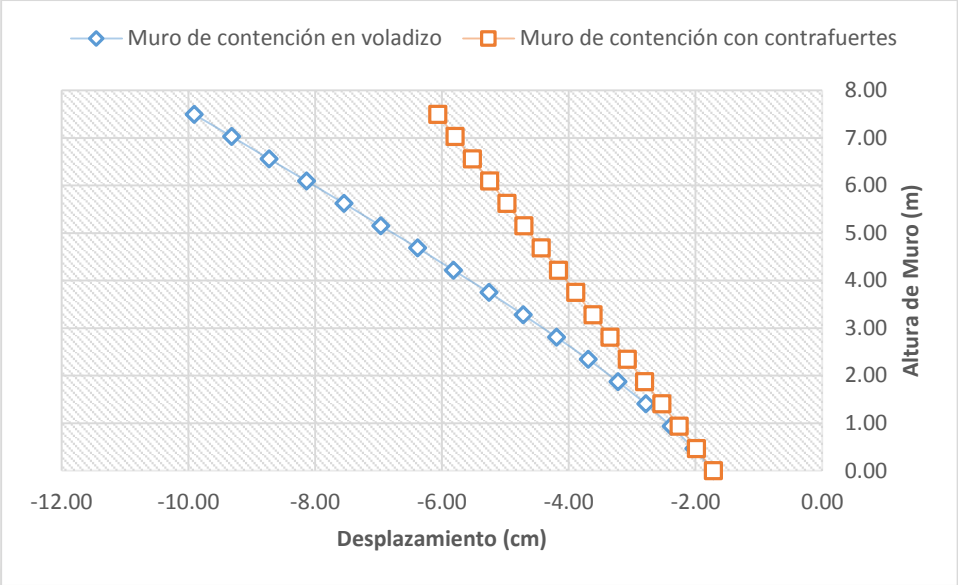
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

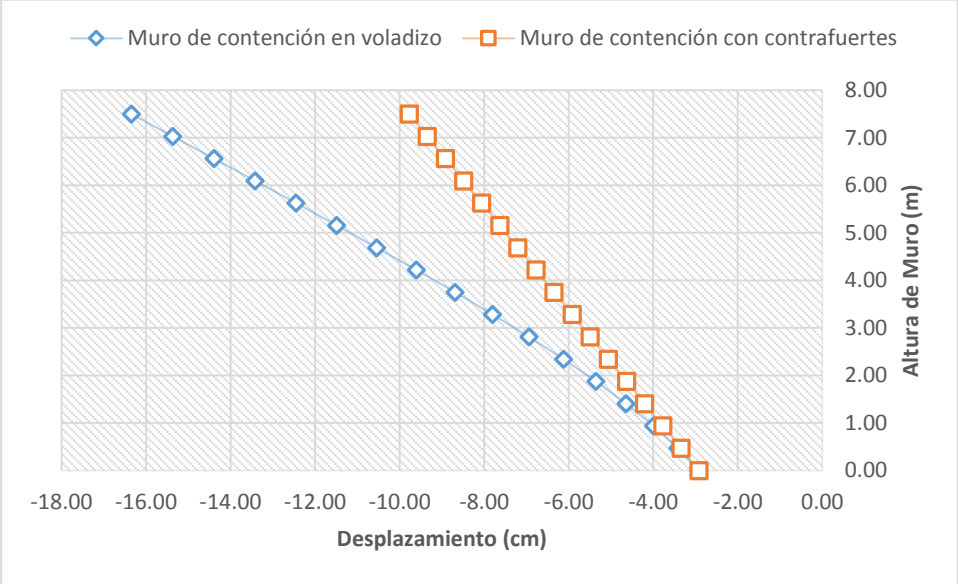
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 9.9067 cm y 6.0655 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



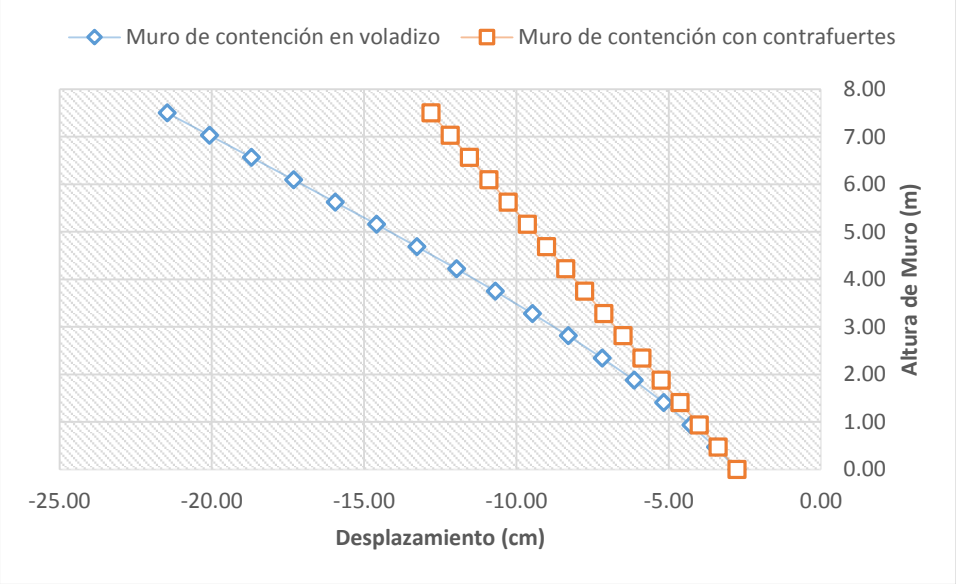
En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 16.3437 cm y 9.7753 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 21.4678 cm y 12.8081 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 8.00 m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
8.00	-10.80060	-6.79710	-17.77770	-10.92100	-23.52050	-14.31190
7.50	-10.16170	-6.49330	-16.72800	-10.44420	-22.00690	-13.60610
7.00	-9.52330	-6.18970	-15.67920	-9.96780	-20.49590	-12.90110
6.50	-8.88610	-5.88620	-14.63250	-9.49160	-18.99130	-12.19730
6.00	-8.25140	-5.58290	-13.59000	-9.01560	-17.49880	-11.49480
5.50	-7.62120	-5.27960	-12.55500	-8.53960	-16.02480	-10.79370
5.00	-6.99780	-4.97640	-11.53180	-8.06390	-14.57640	-10.09390
4.50	-6.38420	-4.67330	-10.52510	-7.58840	-13.16100	-9.39540
4.00	-5.78380	-4.37040	-9.54090	-7.11300	-11.78620	-8.69790
3.50	-5.20020	-4.06750	-8.58520	-6.63780	-10.45960	-8.00130
3.00	-4.63740	-3.76460	-7.66490	-6.16230	-9.18860	-7.30520
2.50	-4.09970	-3.46140	-6.78720	-5.68650	-7.98080	-6.60950
2.00	-3.59150	-3.15780	-5.95970	-5.21000	-6.84350	-5.91380
1.50	-3.11740	-2.85390	-5.19030	-4.73300	-5.78410	-5.21820

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

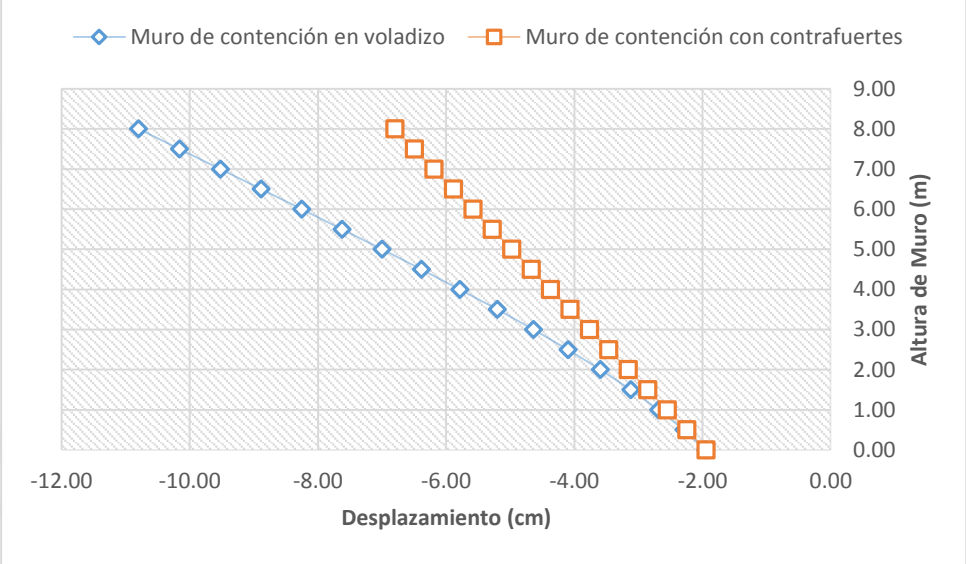
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.00	-2.68230	-2.55000	-4.48700	-4.25600	-4.80970	-4.52320
0.50	-2.29100	-2.24720	-3.85830	-3.78070	-3.92740	-3.83010
0.00	-1.94850	-1.94710	-3.31240	-3.31010	-3.14420	-3.14140

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



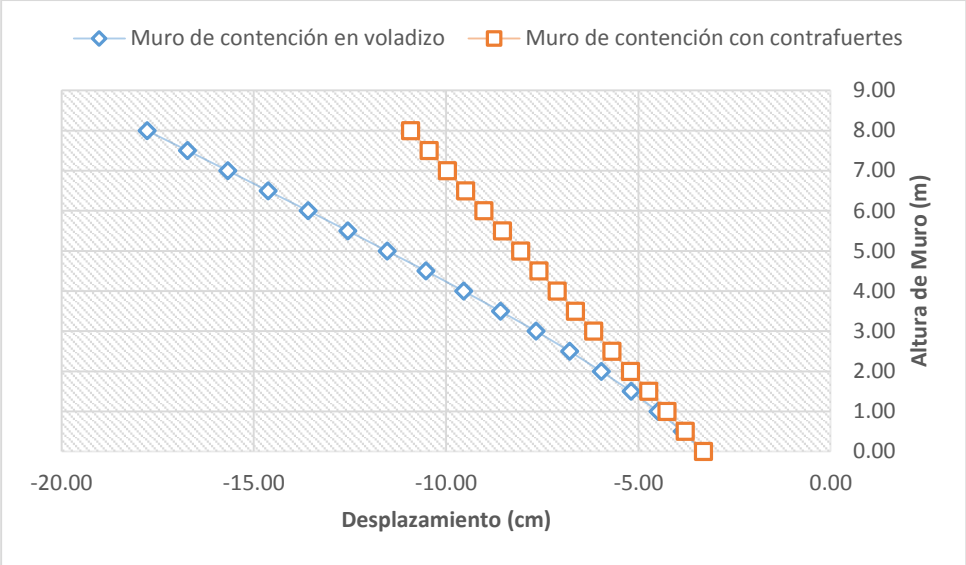
En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 10.8006 cm y 6.7971 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

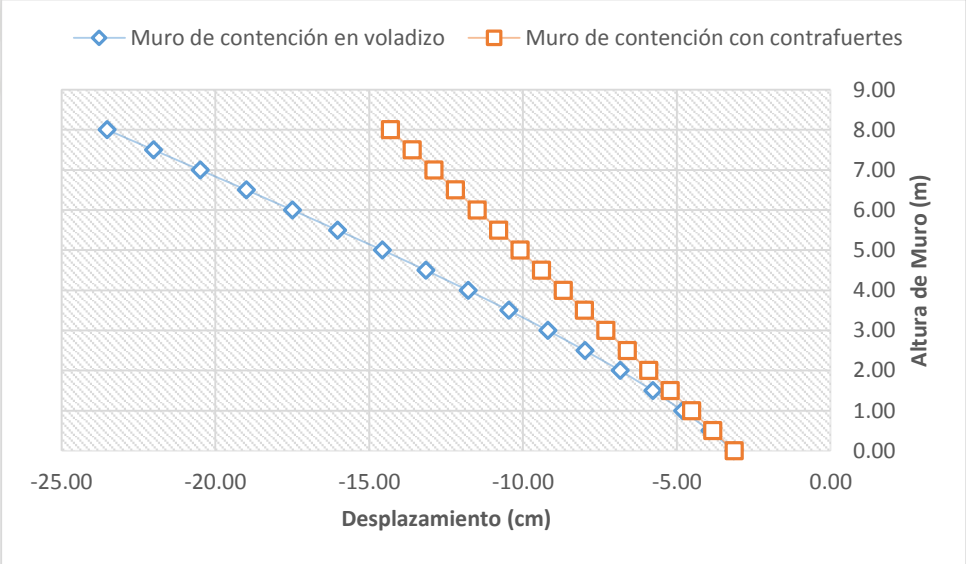
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 17.7777 cm y 10.9210 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 23.5205 cm y 14.3119 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 8.50 m

	Desplazamiento Lateral (cm)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

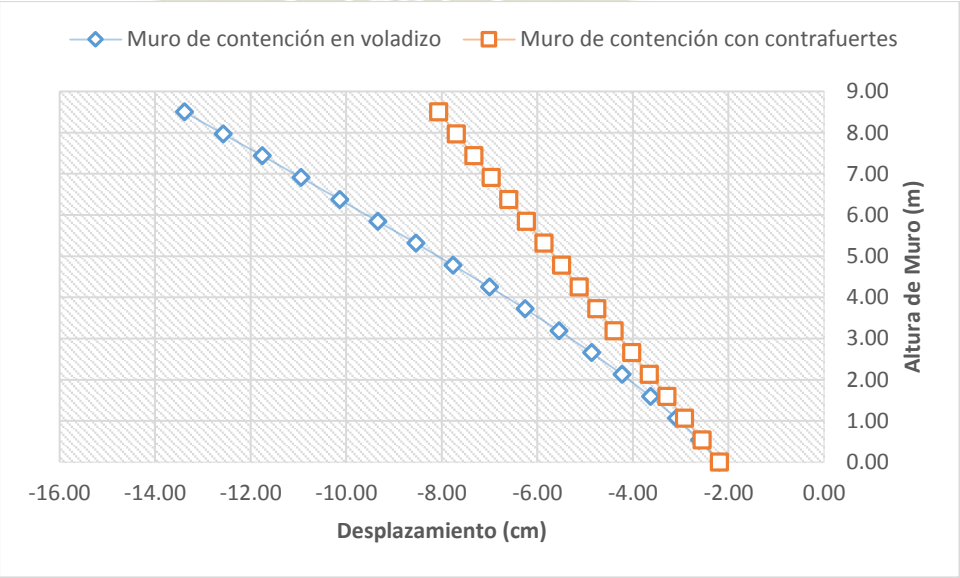
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
8.50	-13.38650	-8.06830	-22.11030	-13.00650	-29.01010	-16.79530
7.97	-12.57230	-7.70000	-20.76650	-12.42480	-27.09700	-15.95690
7.44	-11.75880	-7.33190	-19.42400	-11.84360	-25.18750	-15.11960
6.91	-10.94690	-6.96400	-18.08430	-11.26250	-23.28660	-14.28360
6.38	-10.13840	-6.59620	-16.75020	-10.68160	-21.40180	-13.44930
5.84	-9.33580	-6.22850	-15.42620	-10.10090	-19.54160	-12.61660
5.31	-8.54230	-5.86090	-14.11770	-9.52050	-17.71550	-11.78550
4.78	-7.76180	-5.49350	-12.83130	-8.94030	-15.93330	-10.95580
4.25	-6.99890	-5.12630	-11.57470	-8.36040	-14.20520	-10.12740
3.72	-6.25830	-4.75920	-10.35620	-7.78070	-12.54130	-9.30010
3.19	-5.54560	-4.39210	-9.18490	-7.20090	-10.95170	-8.47350
2.66	-4.86630	-4.02480	-8.07060	-6.62070	-9.44640	-7.64730
2.13	-4.22650	-3.65700	-7.02330	-6.03990	-8.03540	-6.82130
1.59	-3.63240	-3.28880	-6.05390	-5.45820	-6.72850	-5.99520
1.06	-3.09060	-2.92050	-5.17320	-4.87640	-5.53560	-5.16960
0.53	-2.60780	-2.55320	-4.39280	-4.29620	-4.46630	-4.34590
0.00	-2.19060	-2.18900	-3.72400	-3.72140	-3.53030	-3.52720

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



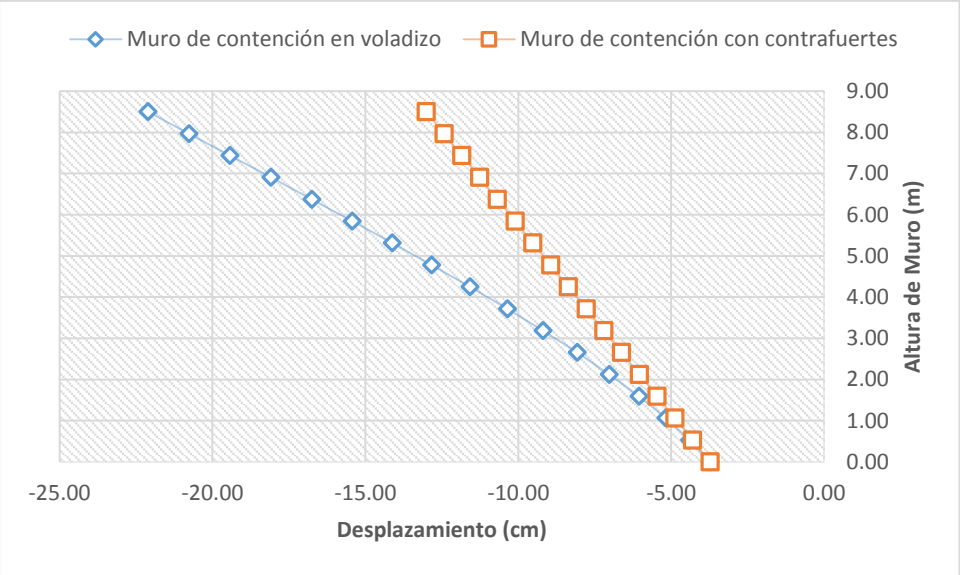
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 13.3865 cm y 8.0683 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



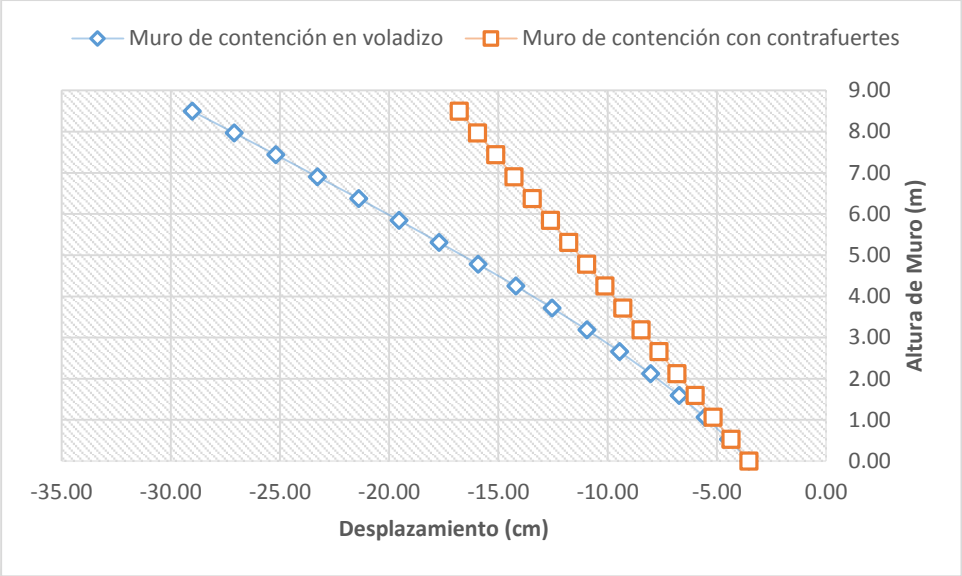
En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 22.1103 cm y 13.0065 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 29.0101 cm y 16.7953 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 9.00 m

	Desplazamiento Lateral (cm)					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
9.00	-14.38110	-8.86710	-23.71390	-14.26290	-31.37180	-18.44970
8.50	-13.60880	-8.50960	-22.44180	-13.70030	-29.53380	-17.63580
8.00	-12.83710	-8.15230	-21.17070	-13.13810	-27.69880	-16.82290
7.50	-12.06670	-7.79520	-19.90180	-12.57600	-25.87100	-16.01120
7.00	-11.29880	-7.43810	-18.63710	-12.01410	-24.05620	-15.20090
6.50	-10.53520	-7.08100	-17.37990	-11.45230	-22.26120	-14.39210
6.00	-9.77830	-6.72410	-16.13380	-10.89060	-20.49320	-13.58460
5.50	-9.03060	-6.36730	-14.90360	-10.32910	-18.75950	-12.77840
5.00	-8.29540	-6.01060	-13.69440	-9.76790	-17.06750	-11.97340
4.50	-7.57580	-5.65410	-12.51190	-9.20680	-15.42460	-11.16940
4.00	-6.87550	-5.29760	-11.36220	-8.64590	-13.83780	-10.36630
3.50	-6.19830	-4.94120	-10.25160	-8.08500	-12.31420	-9.56380
3.00	-5.54800	-4.58460	-9.18700	-7.52380	-10.86040	-8.76180
2.50	-4.92880	-4.22770	-8.17510	-6.96220	-9.48310	-7.96000
2.00	-4.34470	-3.87050	-7.22300	-6.40000	-8.18870	-7.15820
1.50	-3.80020	-3.51300	-6.33800	-5.83720	-6.98340	-6.35650
1.00	-3.29950	-3.15560	-5.52760	-5.27460	-5.87360	-5.55540
0.50	-2.84710	-2.79920	-4.79930	-4.71370	-4.86540	-4.75620

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

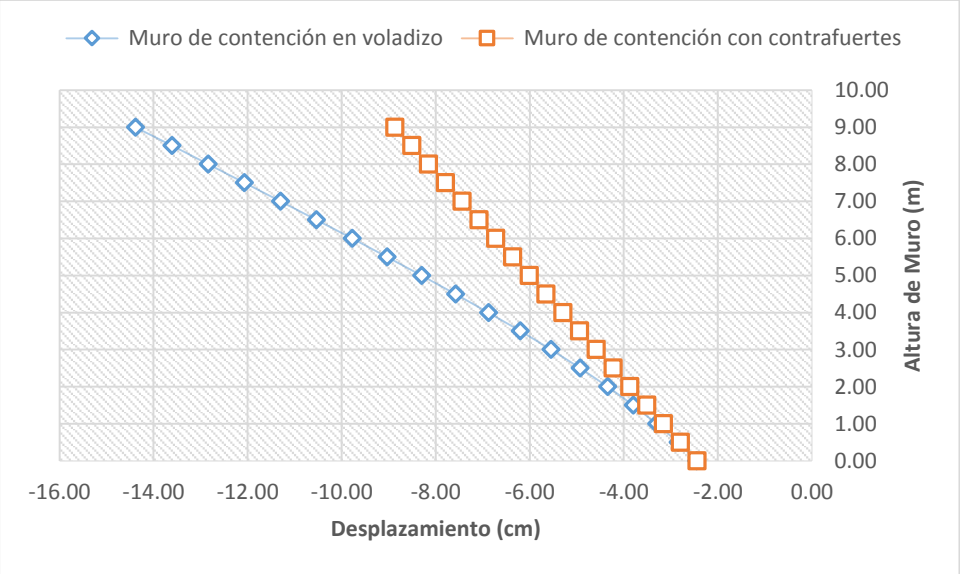
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

0.00	-2.44740	-2.44550	-4.16050	-4.15740	-3.96480	-3.96120

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



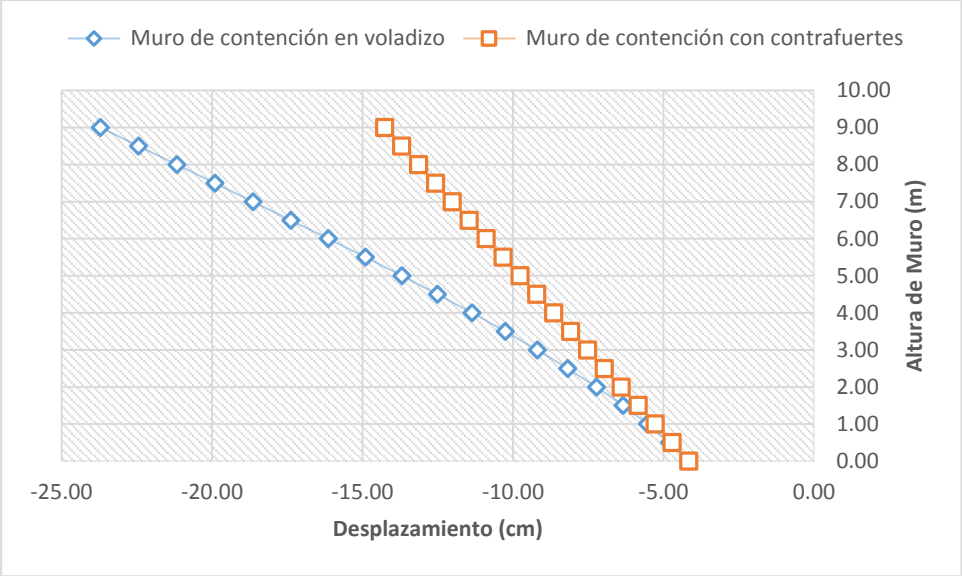
En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 14.3811 cm y 8.8671 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

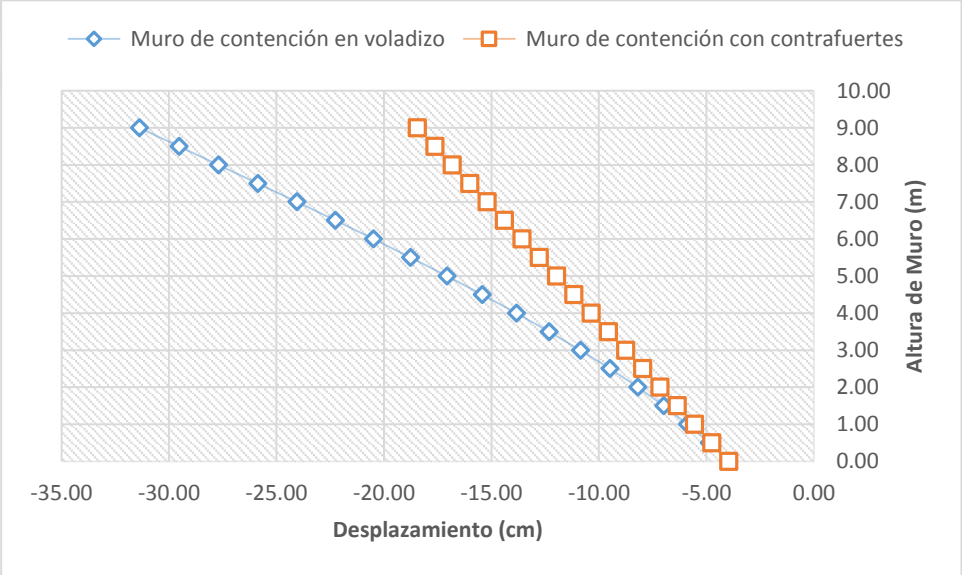
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 23.7139 cm y 14.2629 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 31.3718 cm y 18.4497 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 9.50 m

	Desplazamiento Lateral (cm)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
9.50	-16.08840	-10.32790	-26.51010	-16.62880	-35.22930	-21.50380
9.03	-15.31270	-9.94640	-25.23330	-16.02680	-33.37060	-20.63950
8.55	-14.53740	-9.56520	-23.95740	-15.42530	-31.51470	-19.77630
8.08	-13.76320	-9.18410	-22.68330	-14.82390	-29.66520	-18.91420
7.60	-12.99110	-8.80300	-21.41280	-14.22260	-27.82710	-18.05350
7.13	-12.22250	-8.42200	-20.14810	-13.62140	-26.00610	-17.19420
6.65	-11.45910	-8.04110	-18.89230	-13.02030	-24.20800	-16.33640
6.18	-10.70290	-7.66030	-17.64880	-12.41940	-22.43870	-15.47990
5.70	-9.95620	-7.27960	-16.42140	-11.81870	-20.70410	-14.62460
5.23	-9.22140	-6.89910	-15.21430	-11.21820	-19.00970	-13.77030
4.75	-8.50120	-6.51870	-14.03190	-10.61790	-17.36110	-12.91710
4.28	-7.79820	-6.13840	-12.87880	-10.01790	-15.76330	-12.06460
3.80	-7.11520	-5.75810	-11.75970	-9.41780	-14.22120	-11.21290
3.33	-6.45500	-5.37780	-10.67940	-8.81770	-12.73960	-10.36170
2.85	-5.82050	-4.99730	-9.64270	-8.21730	-11.32300	-9.51080
2.38	-5.21460	-4.61660	-8.65470	-7.61650	-9.97560	-8.66000
1.90	-4.64020	-4.23560	-7.72030	-7.01520	-8.70160	-7.80930
1.43	-4.10040	-3.85450	-6.84470	-6.41360	-7.50530	-6.95890
0.95	-3.59820	-3.47370	-6.03300	-5.81260	-6.39060	-6.10940
0.48	-3.13670	-3.09400	-5.29030	-5.21340	-5.36150	-5.26180
0.00	-2.71870	-2.71670	-4.62180	-4.61840	-4.42190	-4.41790

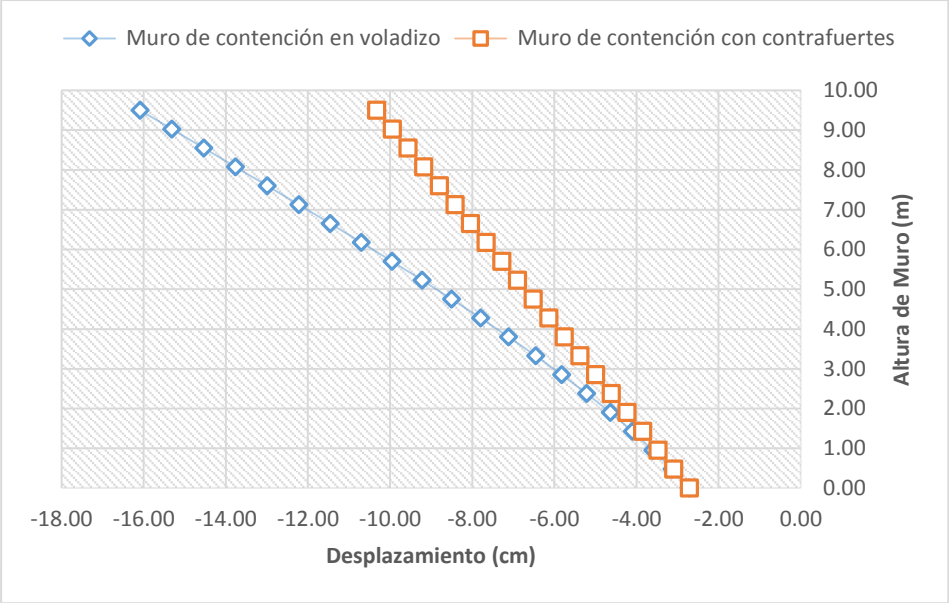
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

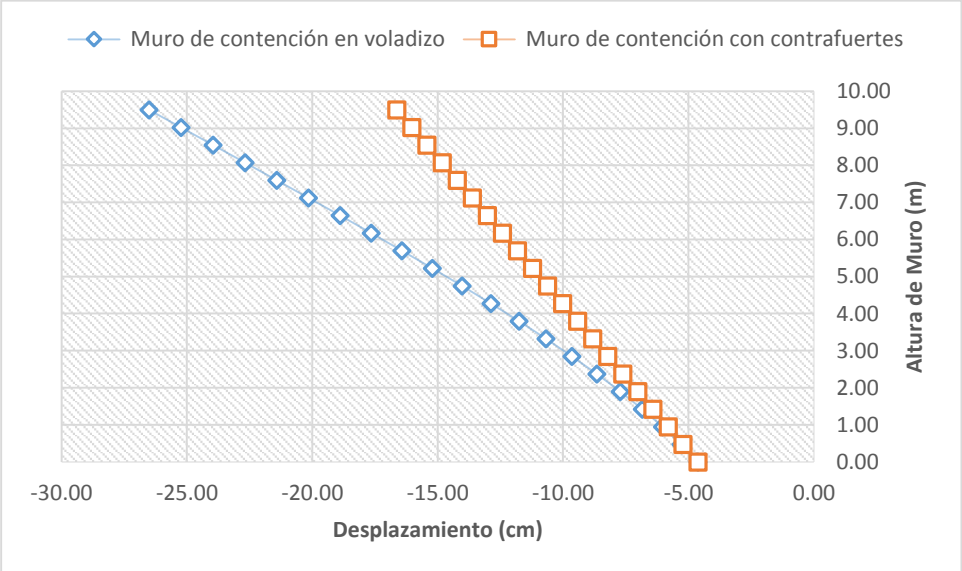
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la deformación correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 16.0884 cm y 10.3279 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



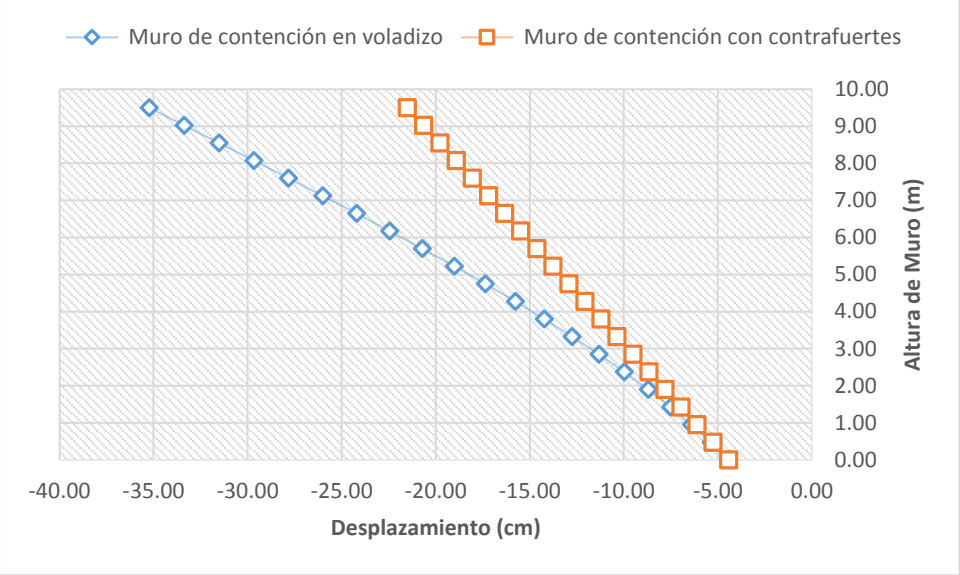
En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 26.5101 cm y 16.6288 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las deformaciones laterales máximas de 35.2293 cm y 21.5038 cm para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Según se muestra en todas las tablas y gráficas, los desplazamientos laterales máximos calculados en la pantalla de los muros de contención son mayores en los muros en voladizo comparados con los muros con contrafuertes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

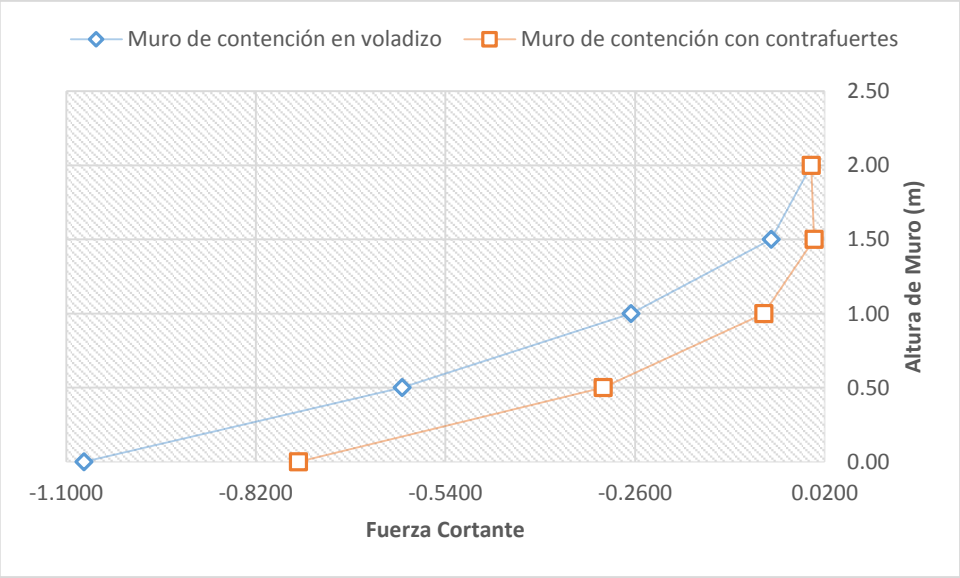
1.1.2 FUERZAS CORTANTES

Muro de Contención H = 2.00 m.

Fuerza Cortante						
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
2.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.50	-0.0590	0.004558	-0.1010	0.008556	-0.1560	-0.037
1.00	-0.2660	-0.07	-0.4520	-0.116	-0.5480	-0.188
0.50	-0.6040	-0.307	-1.0270	-0.518	-1.0600	-0.525
0.00	-1.0740	-0.757	-1.8260	-1.282	-1.6910	-1.127

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 1.074 tnf y 0.757 tnf para los muros en voladizo y con

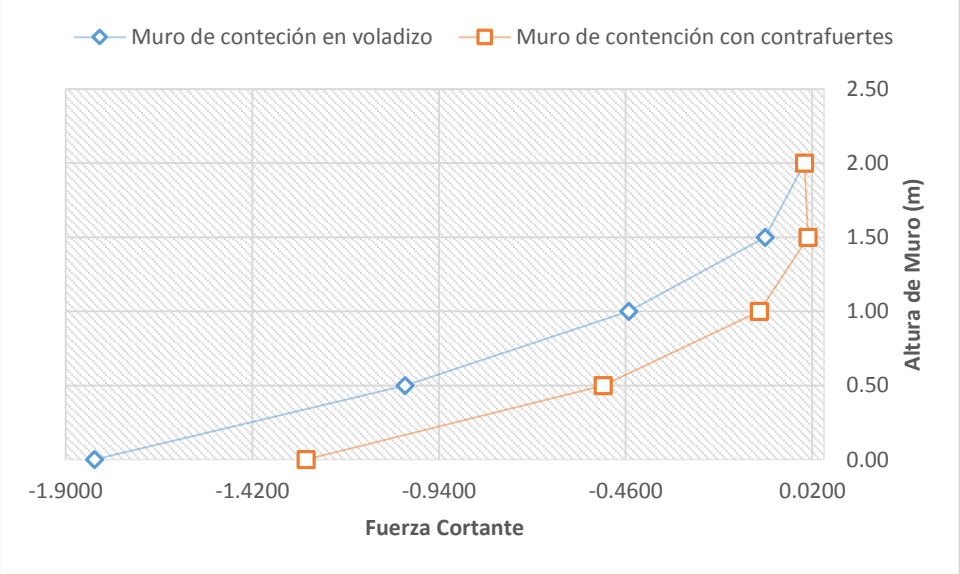
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

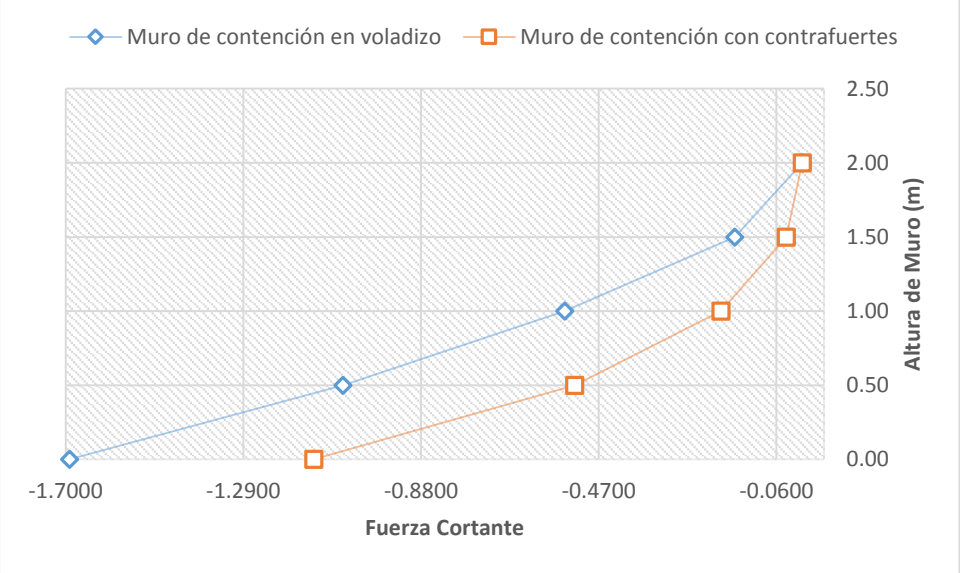
contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas 1.826tnf y 1.282 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

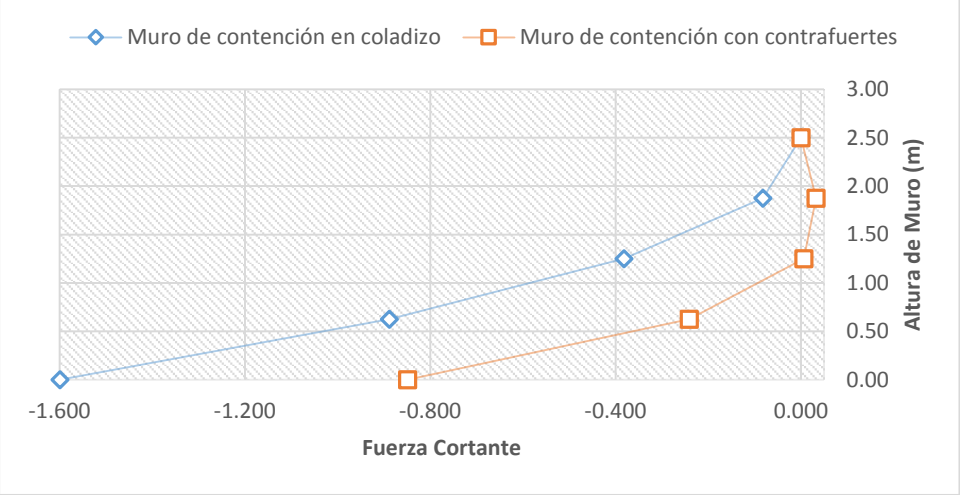
En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 1.691 tnf y 1.127 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 2.50 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
2.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.88	-0.0820	0.033	-0.1390	0.056	-0.2300	-0.006312
1.25	-0.3820	0.006813	-0.6500	0.014	-0.8150	-0.08
0.63	-0.8880	-0.241	-1.5100	-0.407	-1.5880	-0.421
0.00	-1.5990	-0.849	-2.7190	-1.438	-2.5460	-1.228

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes,

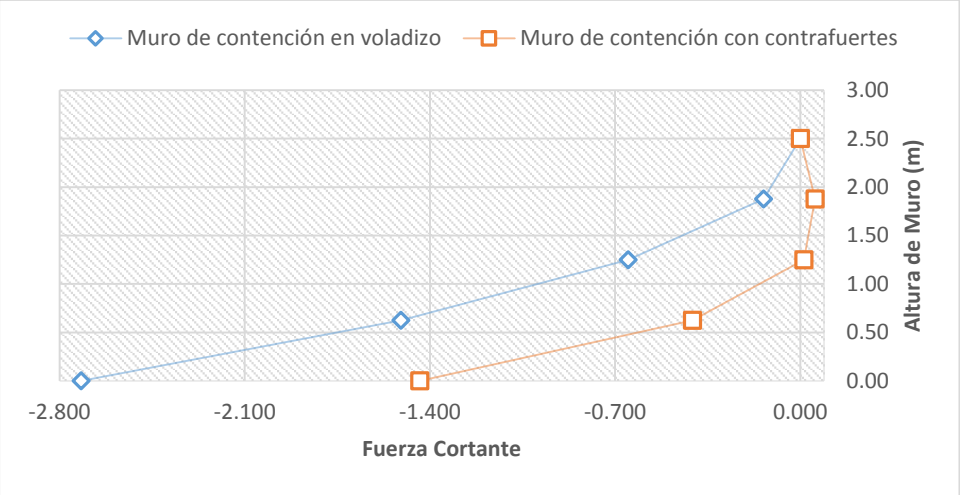
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

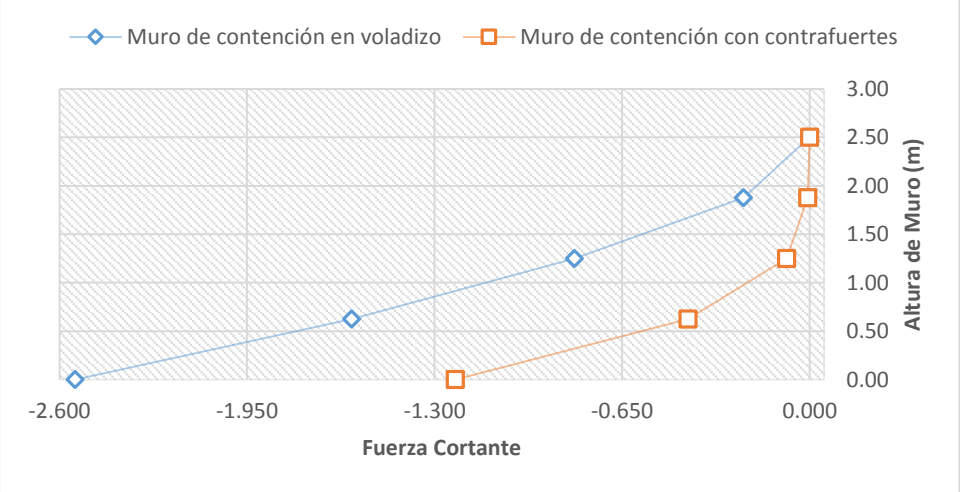
siendo las mayores fuerzas 1.5990 tnf y 0.849 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 2.719 tnf y 1.438 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

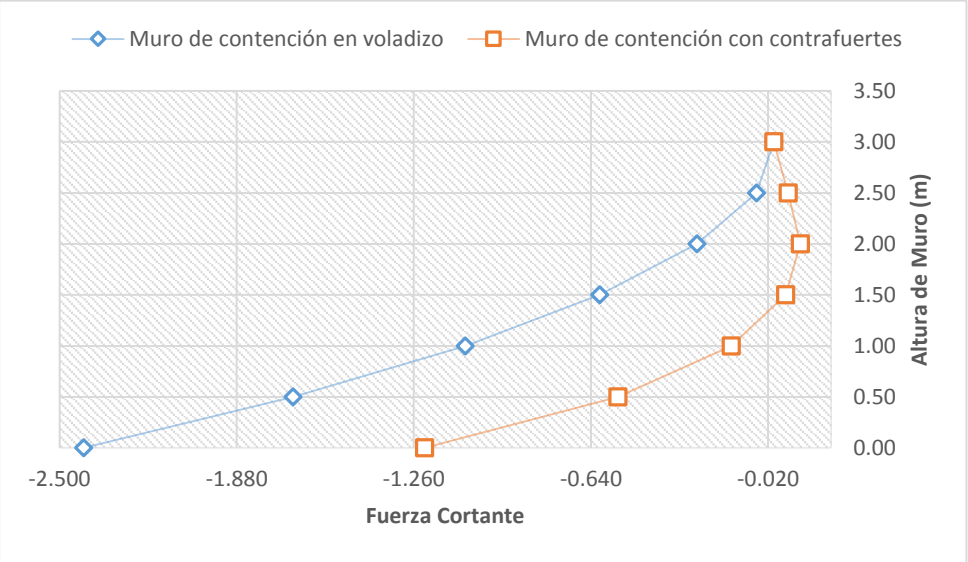
En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 2.546 tnf y 1.228 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 3.00 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
3.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2.50	-0.06	0.05	-0.102	0.086	-0.202	0.023
2.00	-0.269	0.093	-0.457	0.159	-0.687	0.035
1.50	-0.609	0.041	-1.035	0.073	-1.292	-0.045
1.00	-1.08	-0.149	-1.836	-0.249	-2.016	-0.301
0.50	-1.683	-0.546	-2.861	-0.925	-2.859	-0.831
0.00	-2.416	-1.222	-4.107	-2.073	-3.82	-1.714

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



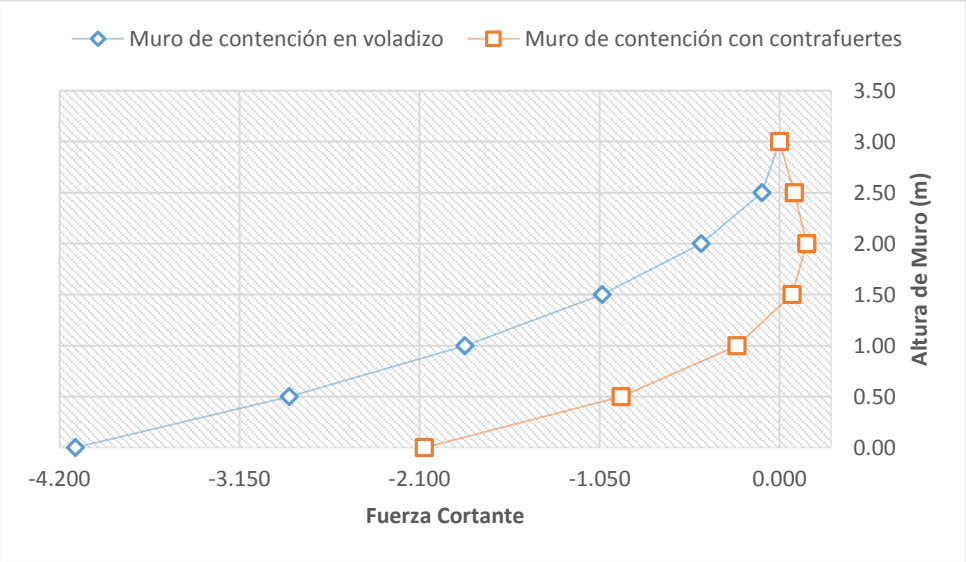
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 2.416 tnf y 1.222 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



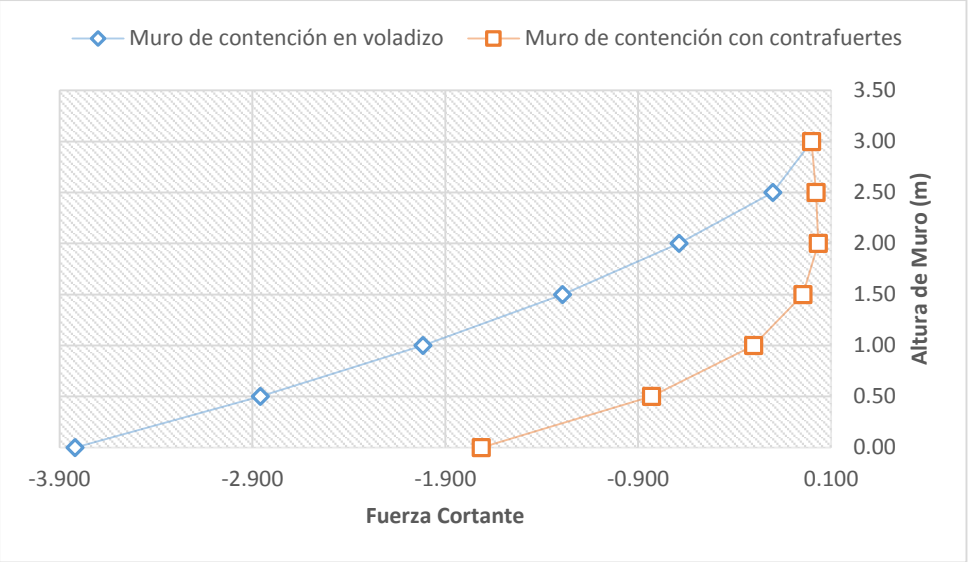
En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 4.107 tnf y 2.073 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 3.820 tnf y 1.714 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 3.50 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
3.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2.92	-0.075	0.057	-0.128	0.097	-0.267	0.025
2.33	-0.345	0.119	-0.587	0.204	-0.911	0.072
1.75	-0.795	0.092	-1.351	0.16	-1.718	0.038
1.17	-1.424	-0.091	-2.421	-0.149	-2.69	-0.209
0.58	-2.232	-0.55	-3.795	-0.927	-3.824	-0.824
0.00	-3.217	-1.419	-5.469	-2.4	-5.118	-1.964

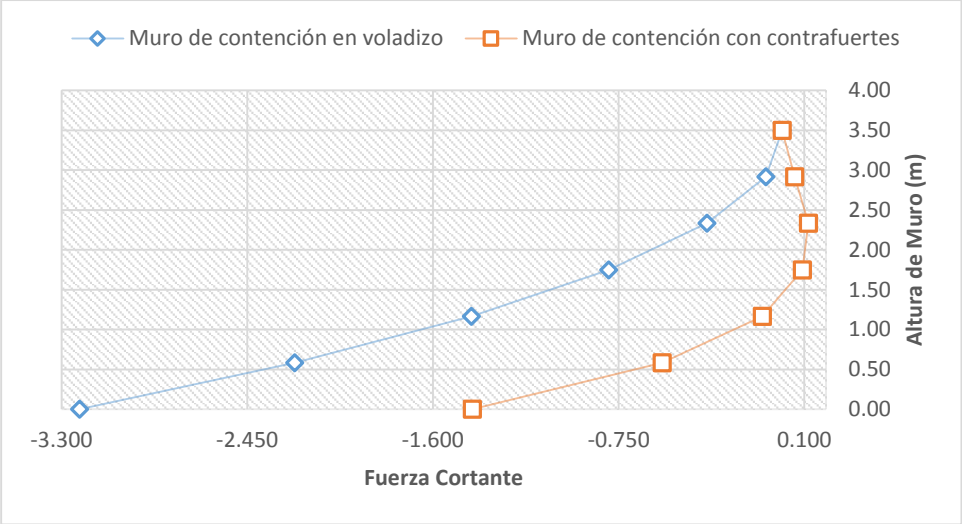
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

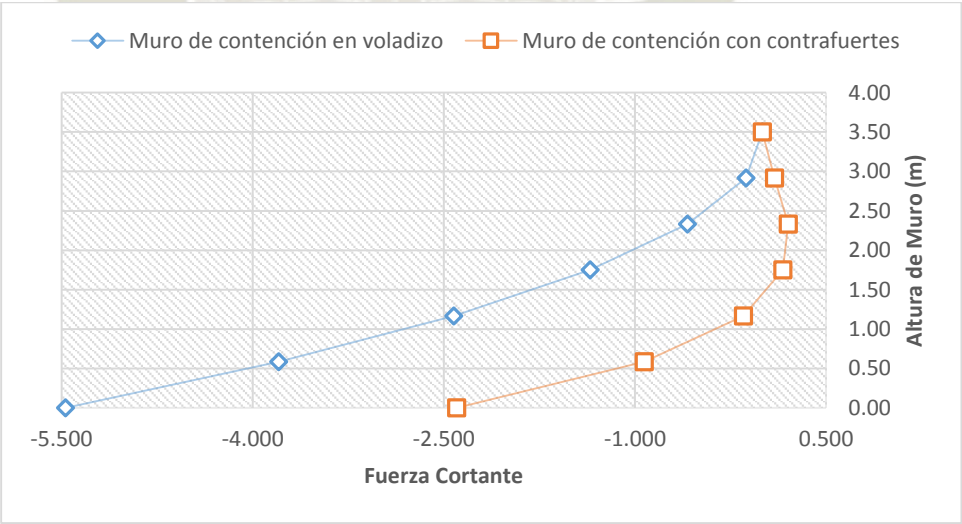
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 3.217 tnf y 1.419 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



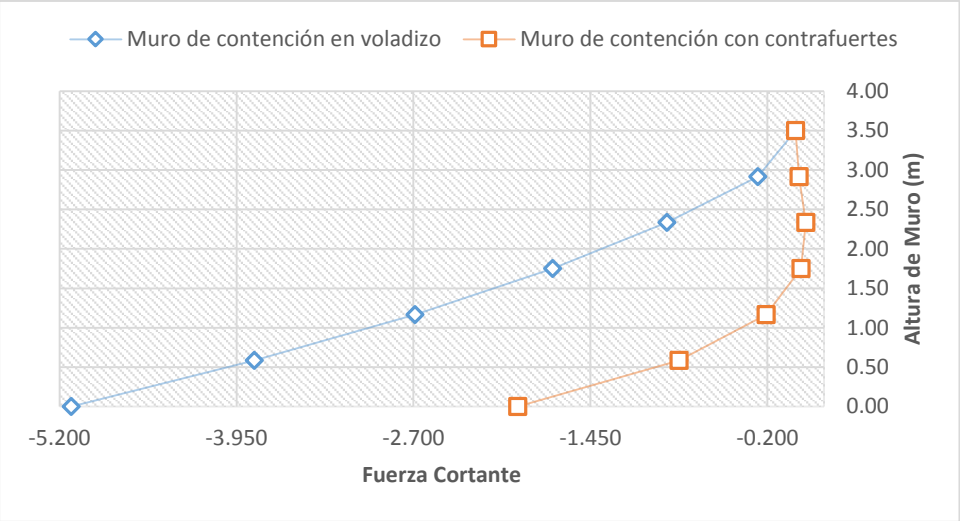
En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 5.469 tnf y 2.400 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 5.1185 tnf y 1.964 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 4.00 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
4.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3.50	-0.061	0.059	-0.104	0.101	-0.249	0.032
3.00	-0.272	0.133	-0.463	0.228	-0.828	0.087
2.50	-0.615	0.16	-1.045	0.274	-1.527	0.119
2.00	-1.09	0.129	-1.852	0.223	-2.348	0.083
1.50	-1.696	0.0001502	-2.884	0.004969	-3.29	-0.085
1.00	-2.435	-0.304	-4.14	-0.51	-4.352	-0.492
0.50	-3.304	-0.881	-5.617	-1.487	-5.531	-1.26
0.00	-4.302	-1.793	-7.313	-3.037	-6.825	-2.446

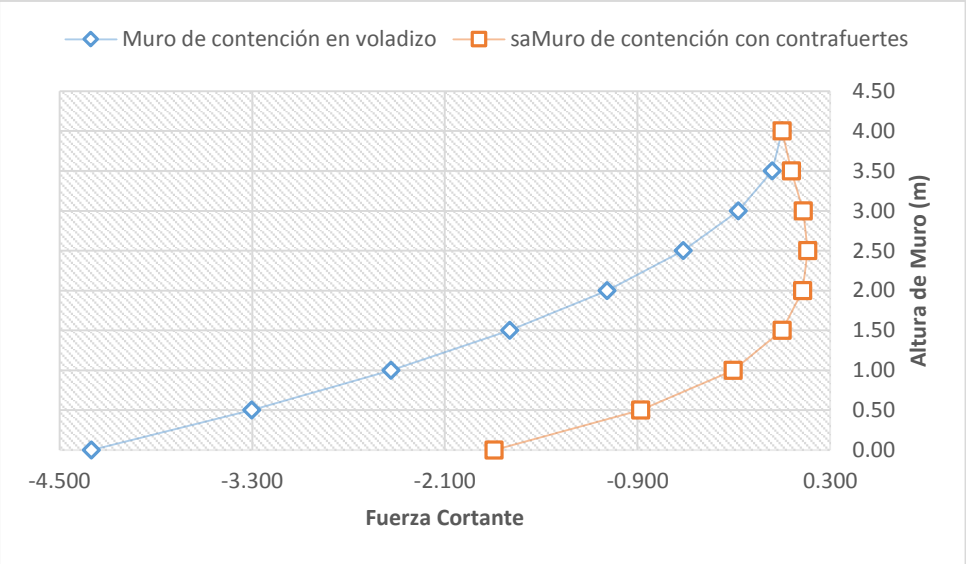
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

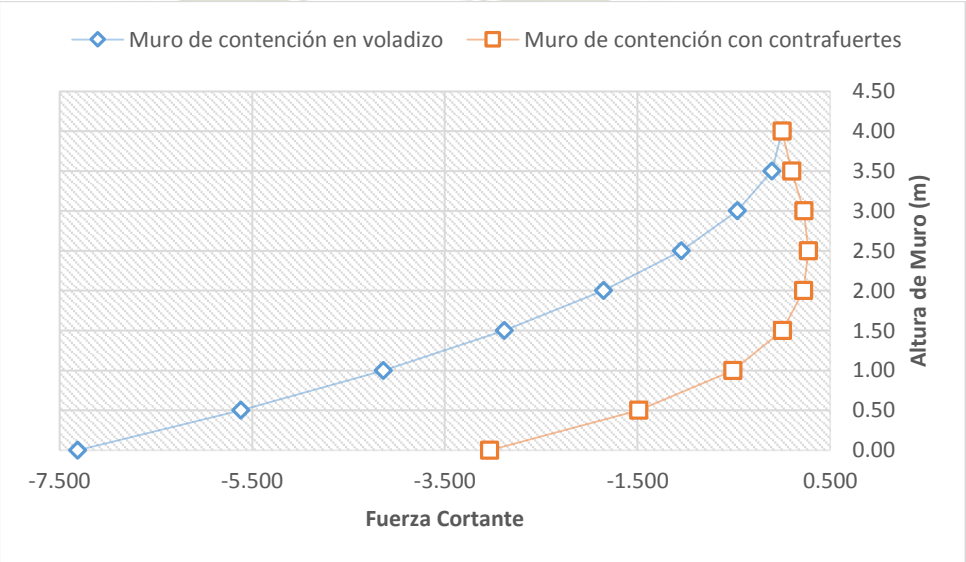
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 4.302 tnf y 1.793 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



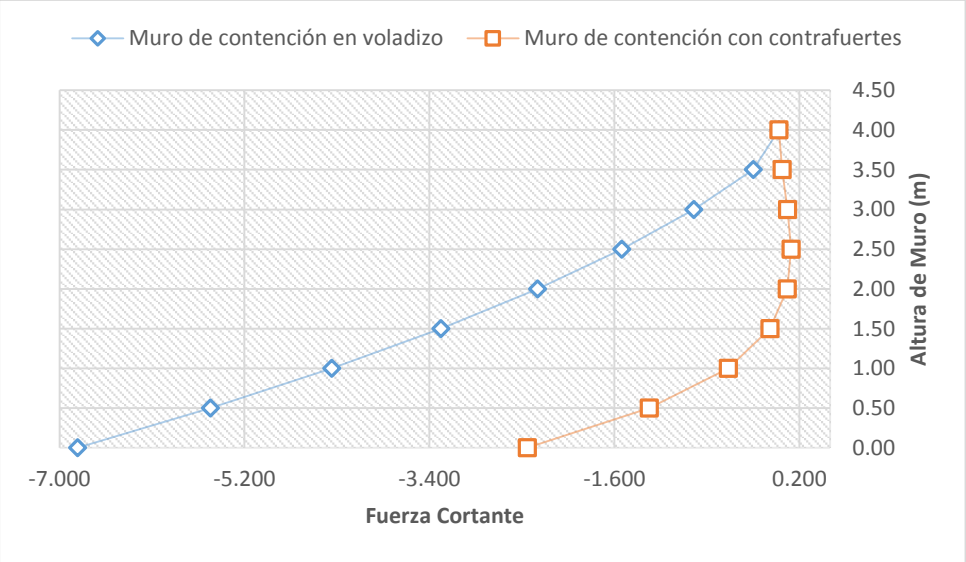
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 7.313 tnf y 3.037 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 6.825 tnf y 2.446 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 4.50 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
4.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4.05	-0.054	0.057	-0.092	0.097	-0.244	0.028
3.60	-0.233	0.13	-0.396	0.223	-0.797	0.074
3.15	-0.519	0.168	-0.882	0.289	-1.448	0.116
2.70	-0.912	0.18	-1.55	0.31	-2.197	0.139
2.25	-1.412	0.154	-2.401	0.266	-3.045	0.113
1.80	-2.02	0.058	-3.434	0.103	-3.992	-0.012
1.35	-2.735	-0.165	-4.649	-0.273	-5.037	-0.313
0.90	-3.556	-0.584	-6.045	-0.982	-6.179	-0.881
0.45	-4.481	-1.268	-7.619	-2.14	-7.414	-1.793

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

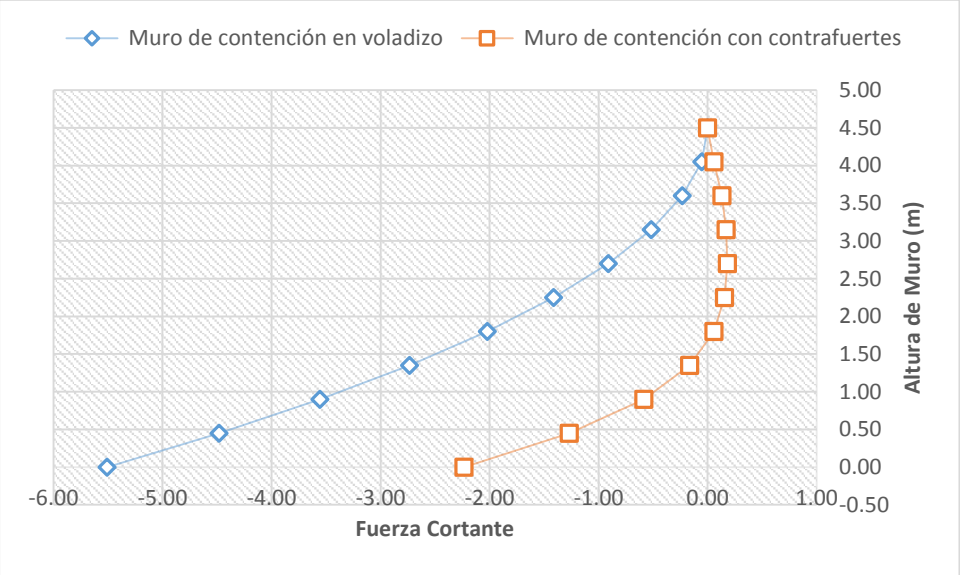
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

0.00	-5.51	-2.234	-9.368	-3.78	-8.739	-3.042

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



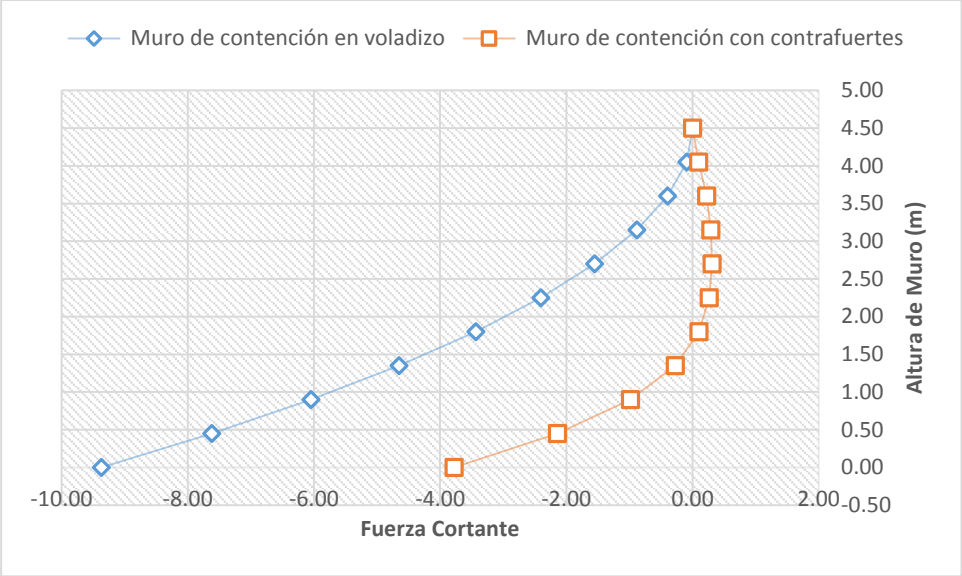
En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 5.510 tnf y 2.234 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

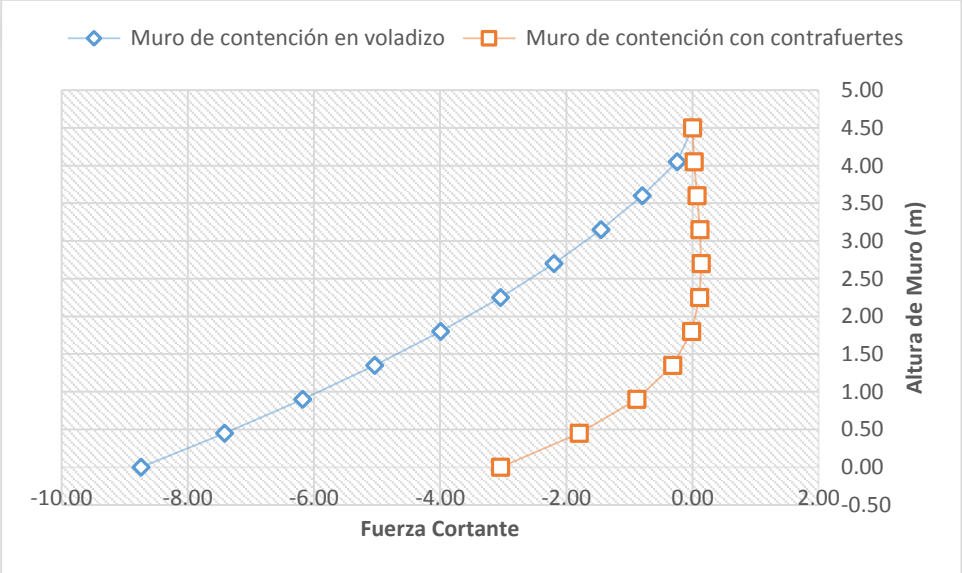
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 9.368 tnf y 3.780 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 8.739 tnf y 3.042 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 5.00 m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

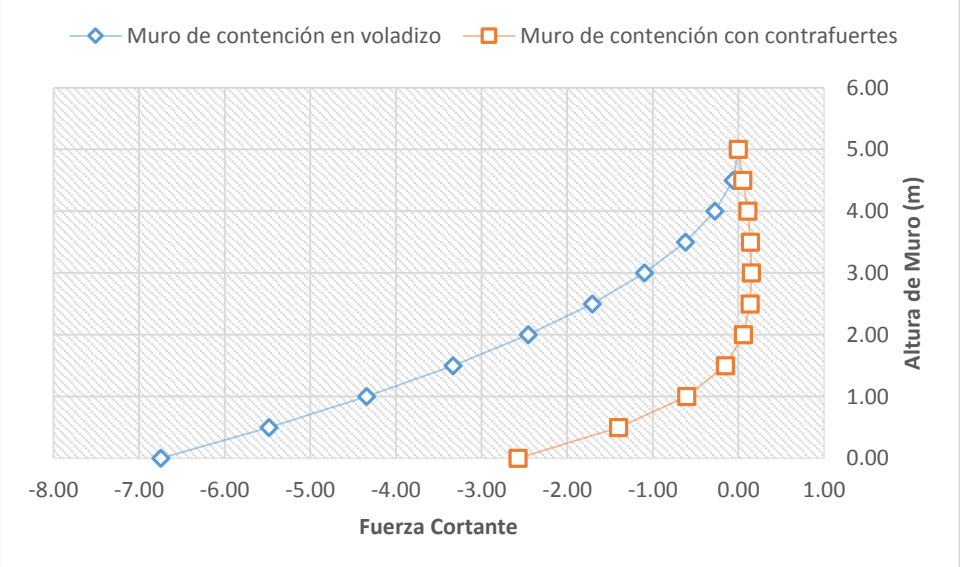
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
5.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4.50	-0.062	0.05	-0.105	0.086	-0.306	0.003774
4.00	-0.274	0.111	-0.466	0.191	-0.998	0.025
3.50	-0.619	0.142	-1.052	0.243	-1.809	0.061
3.00	-1.097	0.153	-1.865	0.263	-2.742	0.09
2.50	-1.708	0.138	-2.904	0.238	-3.796	0.086
2.00	-2.453	0.06	-4.171	0.107	-4.973	-0.009902
1.50	-3.332	-0.152	-5.664	-0.251	-6.271	-0.296
1.00	-4.342	-0.603	-7.382	-1.013	-7.69	-0.907
0.50	-5.482	-1.401	-9.32	-2.362	-9.221	-1.973
0.00	-6.747	-2.574	-11.47	-4.354	-10.857	-3.494

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 6.747 tnf y 2.574 tnf para los muros en voladizo y con

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

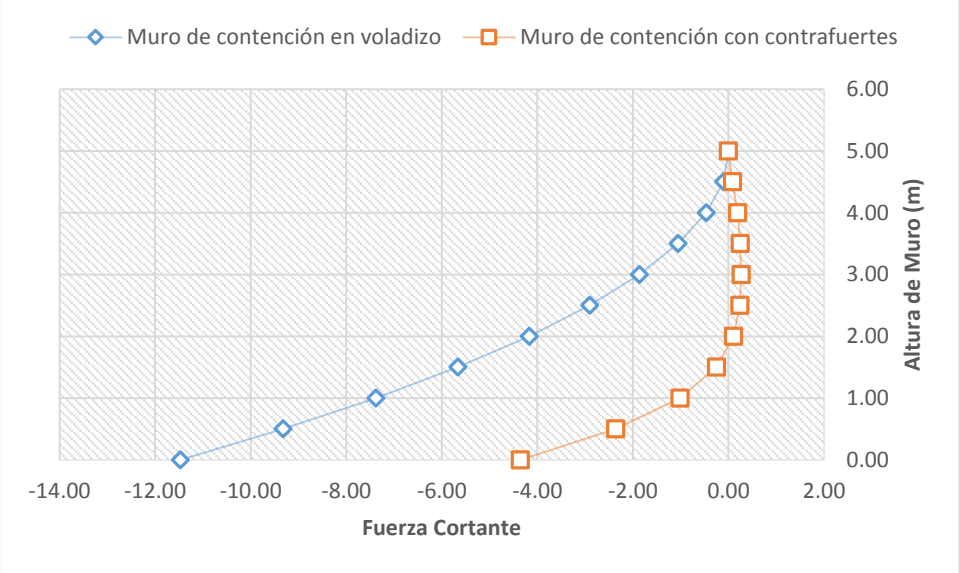
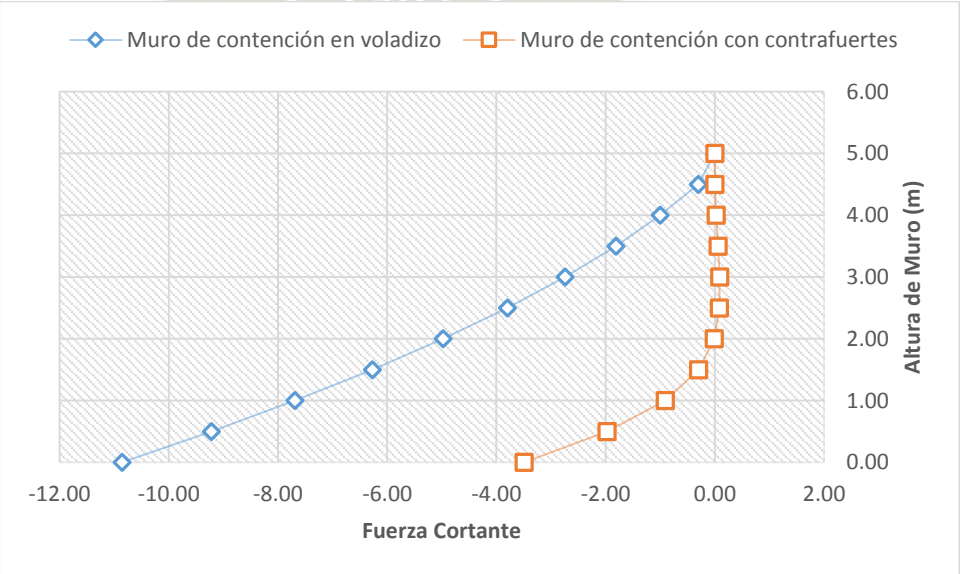


Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 11.470 tnf y 4.354 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 10.857 tnf y 3.494 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 5.50 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
5.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5.04	-0.055	0.044	-0.094	0.076	-0.309	-0.012
4.58	-0.24	0.097	-0.407	0.166	-0.994	-0.025
4.13	-0.536	0.12	-0.911	0.206	-1.779	-0.014
3.67	-0.944	0.13	-1.605	0.225	-2.664	0.012
3.21	-1.465	0.133	-2.49	0.229	-3.651	0.038
2.75	-2.099	0.119	-3.568	0.206	-4.742	0.041
2.29	-2.846	0.06	-4.839	0.108	-5.936	-0.023
1.83	-3.707	-0.094	-6.302	-0.152	-7.234	-0.228
1.38	-4.68	-0.422	-7.956	-0.706	-8.633	-0.676
0.92	-5.763	-1.013	-9.797	-1.704	-10.13	-1.479
0.46	-6.952	-1.927	-11.819	-3.25	-11.717	-2.699
0.00	-8.244	-3.149	-14.015	-5.327	-13.383	-4.278

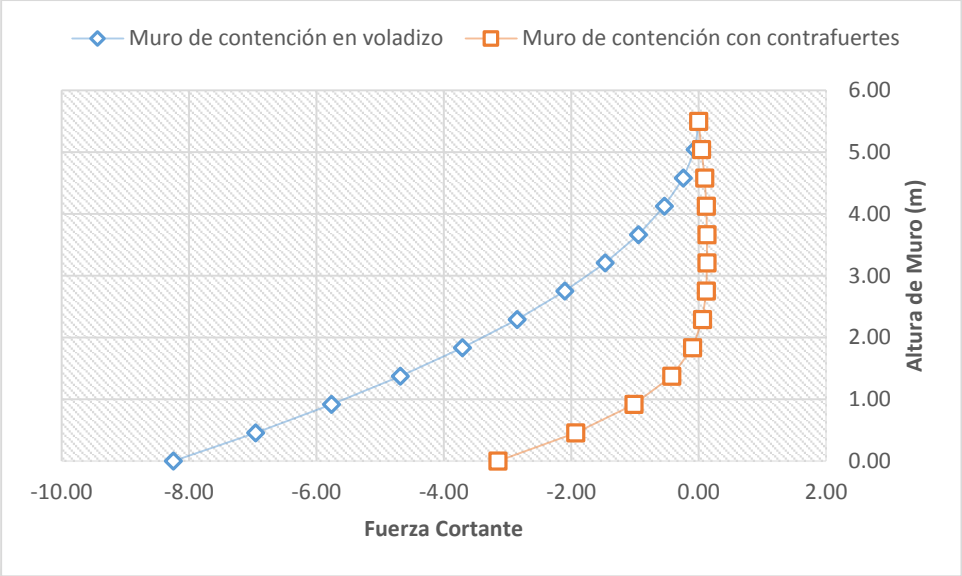
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

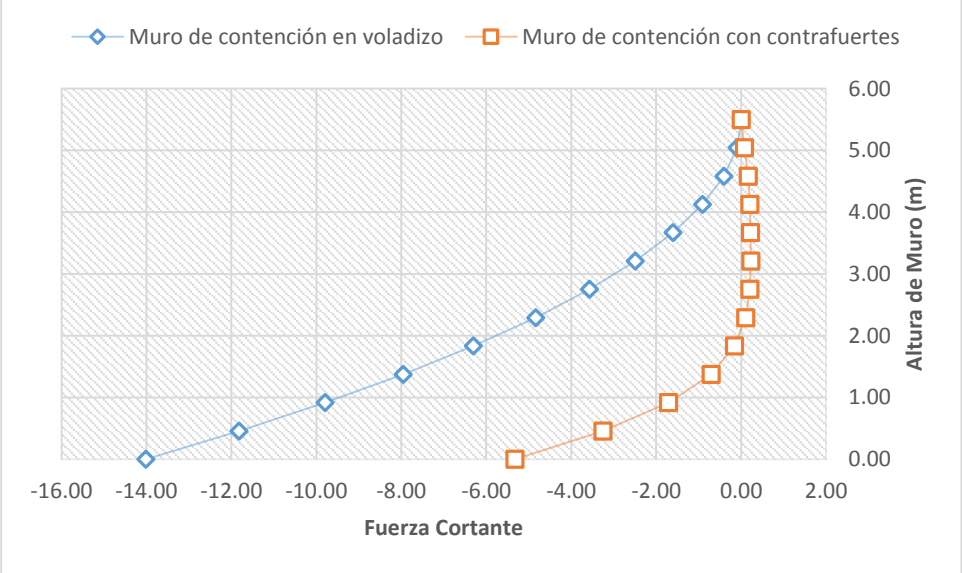
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 8.244 tnf y 3.149 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



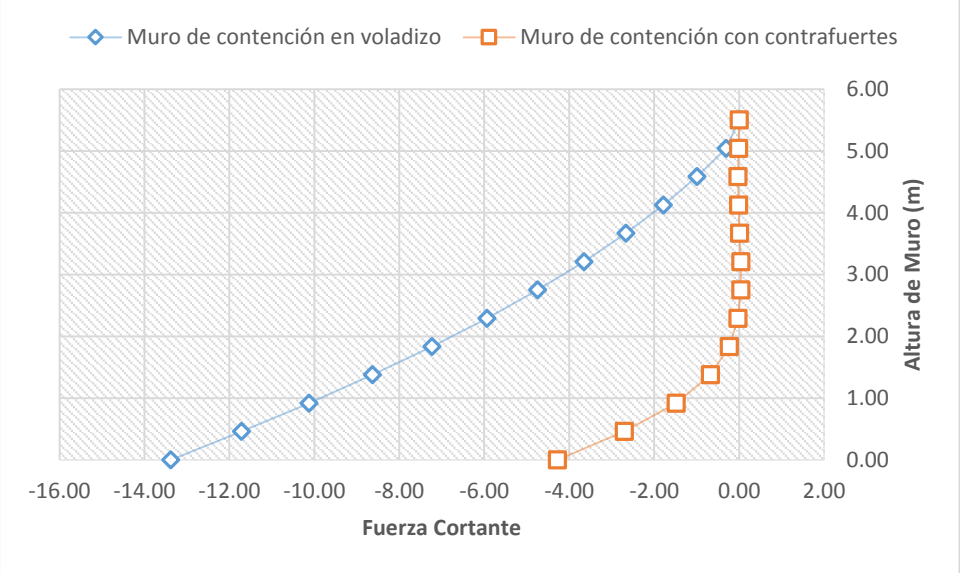
En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 14.015 tnf y 5.327 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 13.383 tnf y 4.278 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 6.00 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
6.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5.57	-0.051	0.045	-0.086	0.077	-0.307	-0.006891
5.14	-0.217	0.099	-0.368	0.17	-0.979	-0.017
4.71	-0.48	0.123	-0.817	0.212	-1.739	-0.00922
4.29	-0.842	0.134	-1.432	0.23	-2.587	0.01
3.86	-1.303	0.139	-2.215	0.239	-3.526	0.036
3.43	-1.862	0.142	-3.166	0.244	-4.555	0.06
3.00	-2.522	0.136	-4.287	0.236	-5.677	0.069
2.57	-3.281	0.106	-5.578	0.185	-6.891	0.04
2.14	-4.14	0.018	-7.039	0.036	-8.2	-0.071
1.71	-5.1	-0.183	-8.67	-0.303	-9.601	-0.338
1.29	-6.157	-0.568	-10.468	-0.955	-11.092	-0.855
0.86	-7.311	-1.216	-12.428	-2.052	-12.668	-1.72
0.43	-8.555	-2.171	-14.544	-3.671	-14.319	-2.974

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

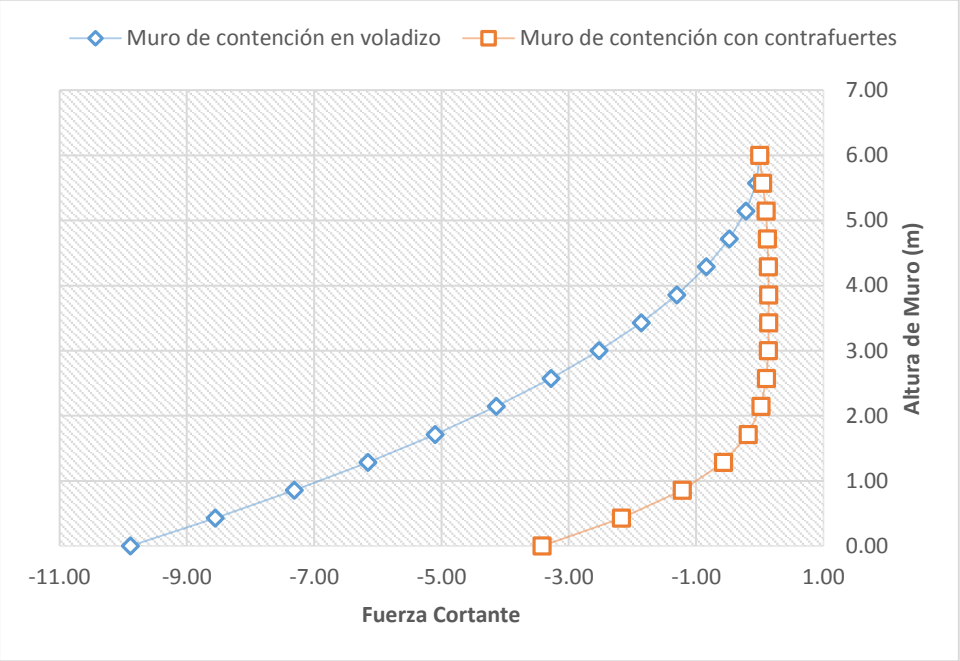
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

0.00	-9.886	-3.422	-16.807	-5.796	-16.035	-4.573

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



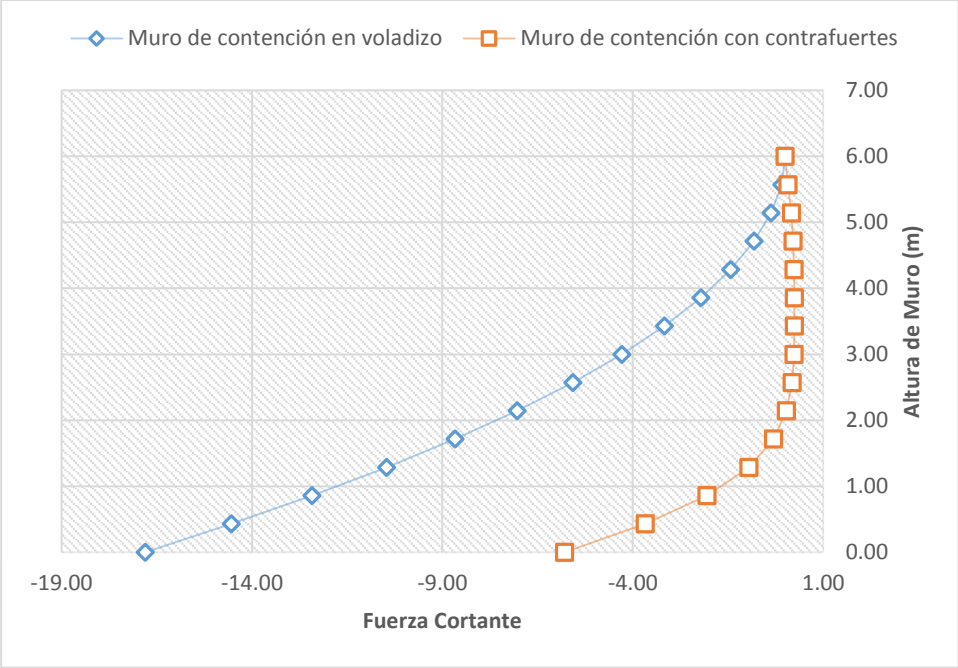
En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 9.886 tnf y 3.422 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

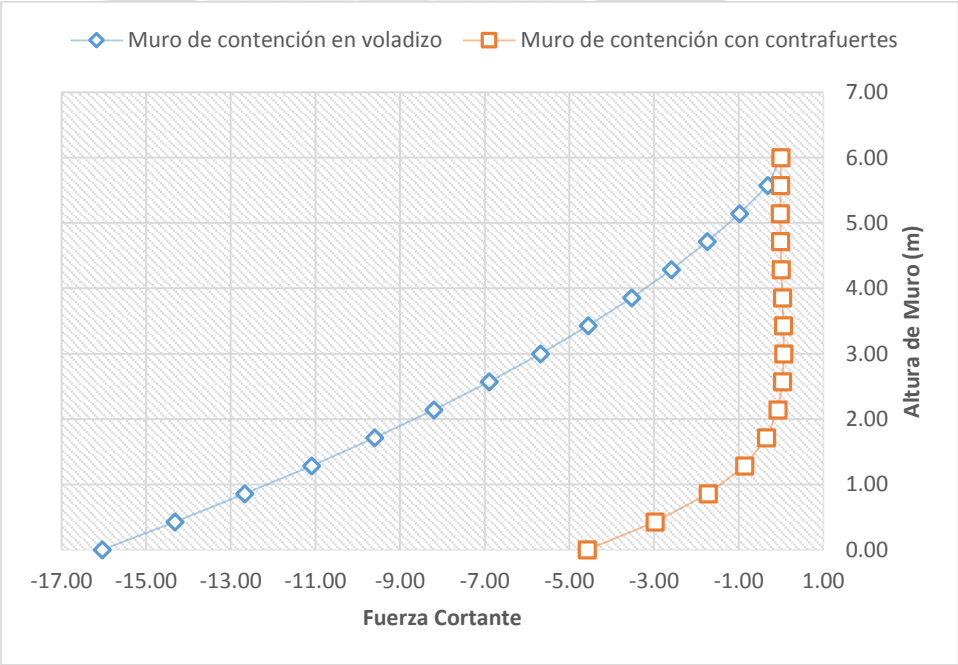
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 16.807 tnf y 5.796 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 16.035 tnf y 4.573 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 6.50 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
6.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6.04	-0.056	0.041	-0.095	0.07	-0.364	-0.031
5.57	-0.244	0.086	-0.415	0.148	-1.16	-0.069
5.11	-0.547	0.1	-0.93	0.173	-2.058	-0.075
4.64	-0.965	0.102	-1.641	0.176	-3.06	-0.06
4.18	-1.5	0.101	-2.55	0.176	-4.167	-0.034
3.71	-2.152	0.104	-3.658	0.18	-5.381	-0.004157
3.25	-2.921	0.104	-4.966	0.181	-6.705	0.017
2.79	-3.81	0.086	-6.477	0.151	-8.14	0.007395
2.32	-4.819	0.011	-8.192	0.025	-9.689	-0.085
1.86	-5.947	-0.187	-10.11	-0.31	-11.353	-0.351
1.39	-7.194	-0.603	-12.229	-1.013	-13.127	-0.915
0.93	-8.554	-1.337	-14.542	-2.256	-15.005	-1.905
0.46	-10.022	-2.45	-17.037	-4.14	-16.969	-3.379
0.00	-11.587	-3.914	-19.698	-6.629	-19	-5.26

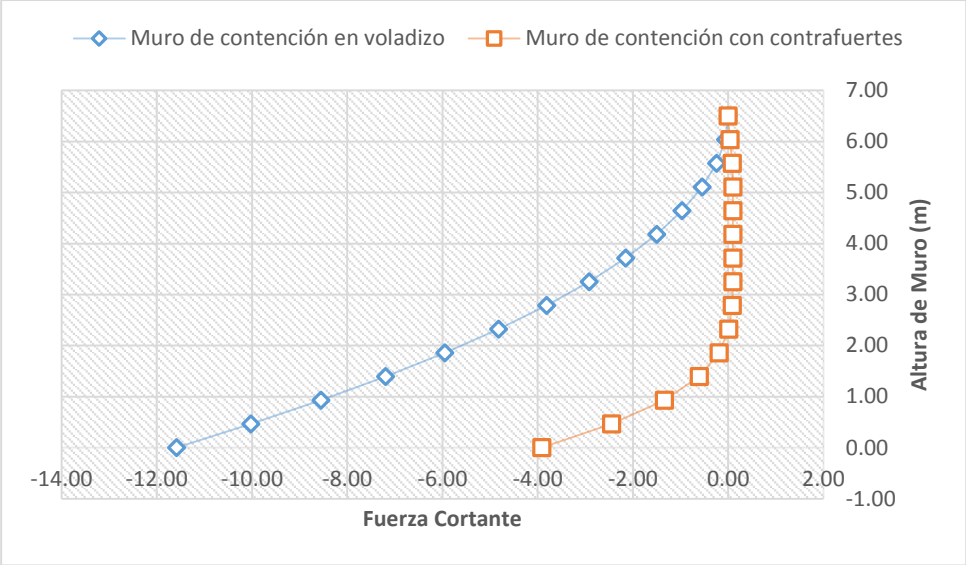
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

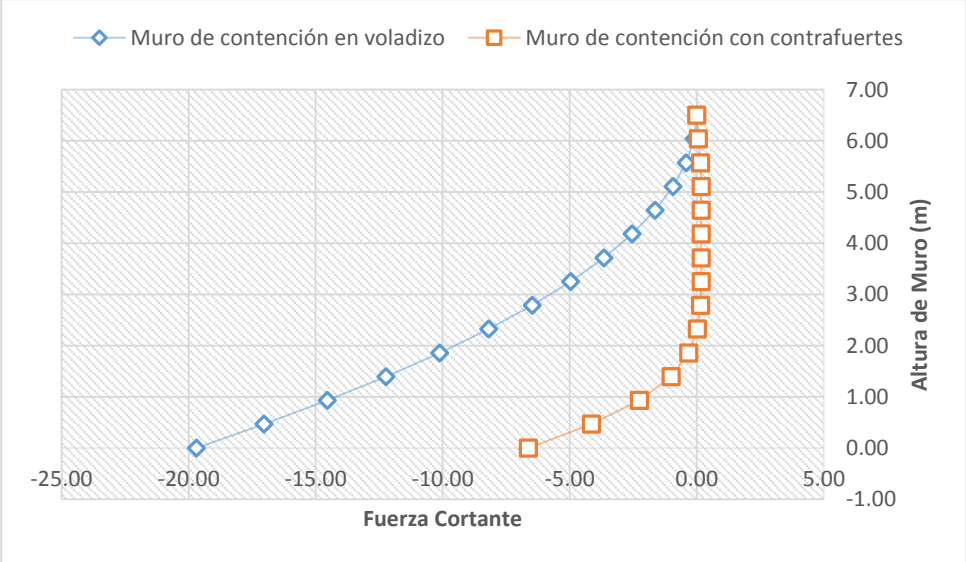
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 11.587 tnf y 3.914 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



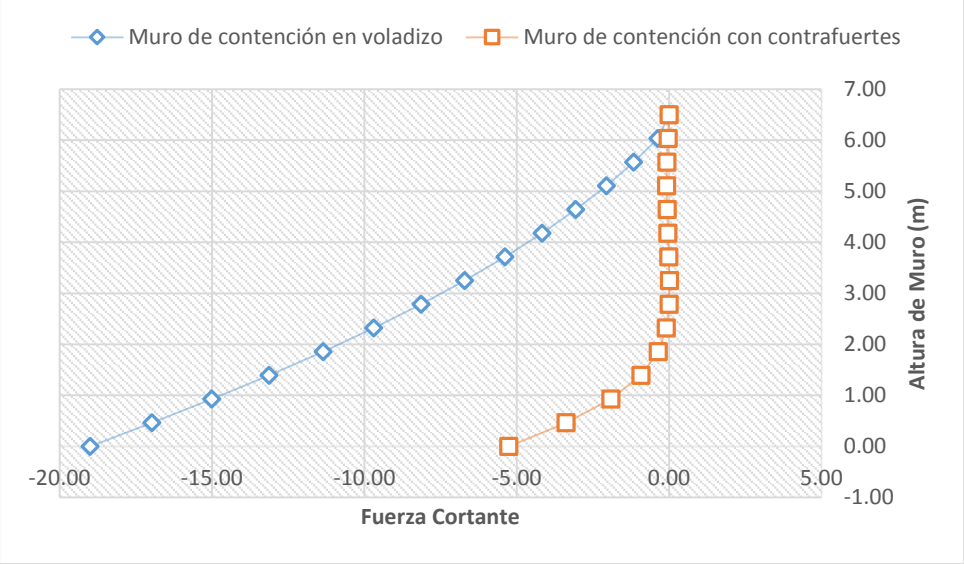
En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 19.698 tnf y 6.629 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 19.000 tnf y 5.260 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 7.00 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
7.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6.50	-0.061	0.04	-0.104	0.068	-0.061	-0.045
6.00	-0.272	0.079	-0.463	0.136	-1.321	-0.096
5.50	-0.617	0.087	-1.048	0.15	-2.346	-0.102
5.00	-1.094	0.083	-1.861	0.144	-3.492	-0.087
4.50	-1.707	0.081	-2.902	0.141	-4.76	-0.057
4.00	-2.456	0.087	-4.175	0.151	-6.154	-0.017
3.50	-3.342	0.097	-5.682	0.168	-7.676	0.018
3.00	-4.368	0.095	-7.425	0.165	-9.331	0.028
2.50	-5.534	0.041	-9.407	0.074	-11.123	-0.041
2.00	-6.842	-0.145	-11.631	-0.237	-13.054	-0.298
1.50	-8.291	-0.58	-14.095	-0.972	-15.123	-0.904
1.00	-9.877	-1.408	-16.79	-2.368	-17.322	-2.041
0.50	-11.589	-2.711	-19.701	-4.572	-19.629	-3.797

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

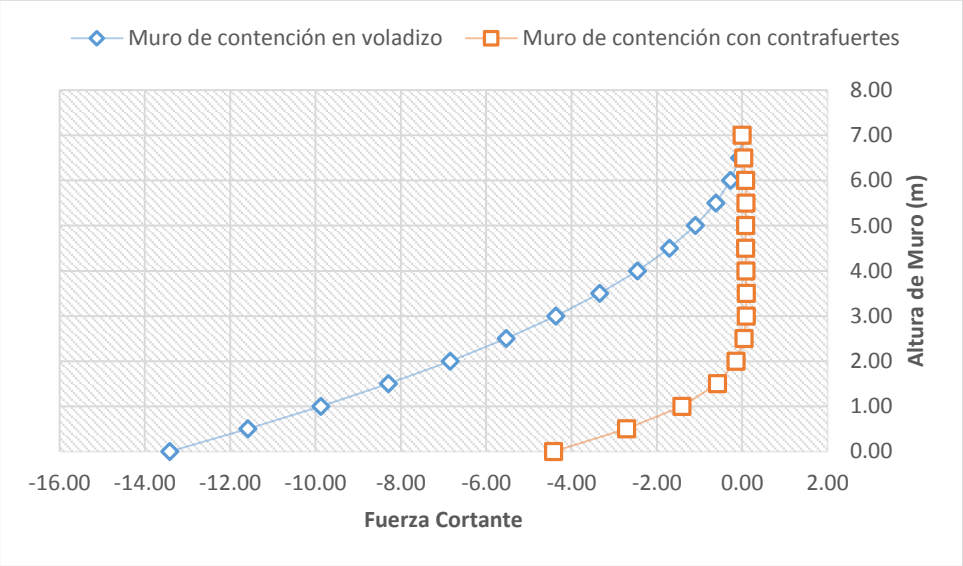
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

0.00	-13.414	-4.422	-22.804	-7.475	-22.014	-6.015

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



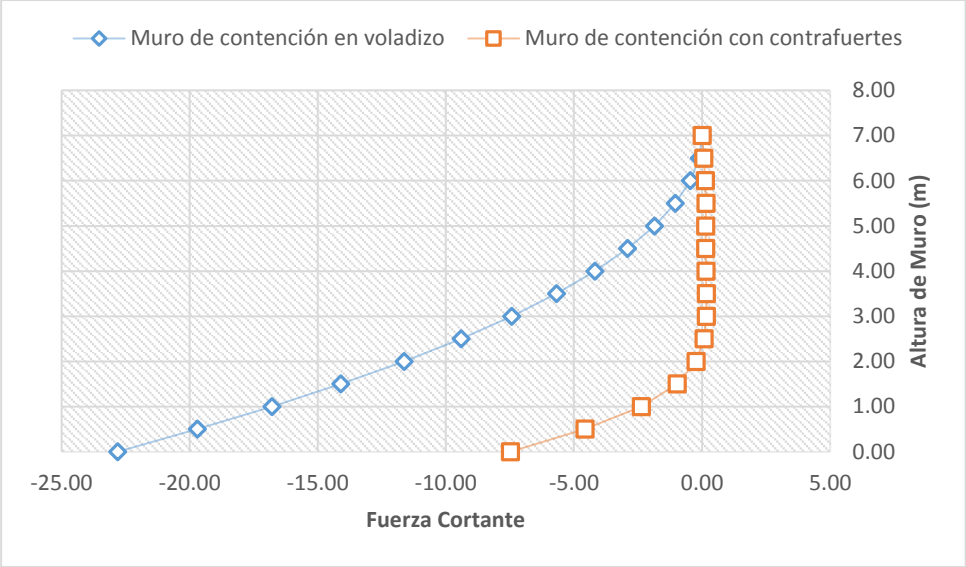
En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 13.414 tnf y 4.422 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

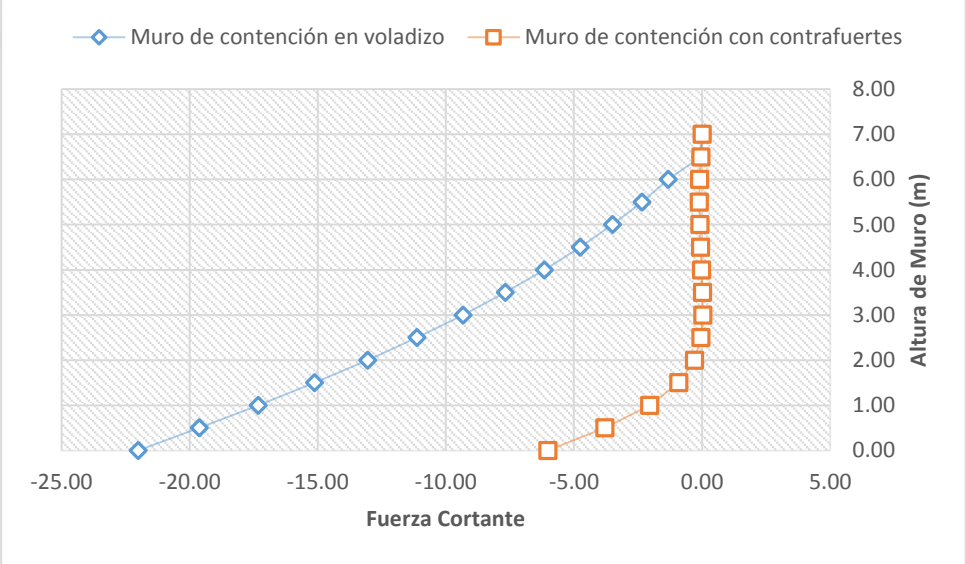
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 22.804 tnf y 4.475 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 22.014 tnf y 6.015 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 7.50 m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
7.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7.03	-0.056	0.039	-0.095	0.067	-0.418	-0.05
6.56	-0.245	0.079	-0.417	0.136	-1.322	-0.115
6.09	-0.551	0.087	-0.937	0.15	-2.33	-0.135
5.63	-0.975	0.08	-1.658	0.138	-3.442	-0.131
5.16	-1.517	0.07	-2.579	0.121	-4.66	-0.114
4.69	-2.179	0.065	-3.704	0.113	-5.987	-0.088
4.22	-2.961	0.068	-5.034	0.119	-7.426	-0.059
3.75	-3.865	0.078	-6.571	0.136	-8.98	-0.026
3.28	-4.893	0.082	-8.319	0.144	-10.654	-0.005641
2.81	-6.048	0.053	-10.281	0.095	-12.451	-0.037
2.34	-7.329	-0.067	-12.459	-0.106	-14.376	-0.199
1.88	-8.739	-0.364	-14.856	-0.607	-16.431	-0.609
1.41	-10.274	-0.954	-17.466	-1.602	-18.612	-1.422
0.94	-11.929	-1.943	-20.28	-3.272	-20.907	-2.772
0.47	-13.693	-3.363	-23.279	-5.675	-23.292	-4.673
0.00	-15.551	-5.121	-26.437	-8.658	-25.734	-6.943

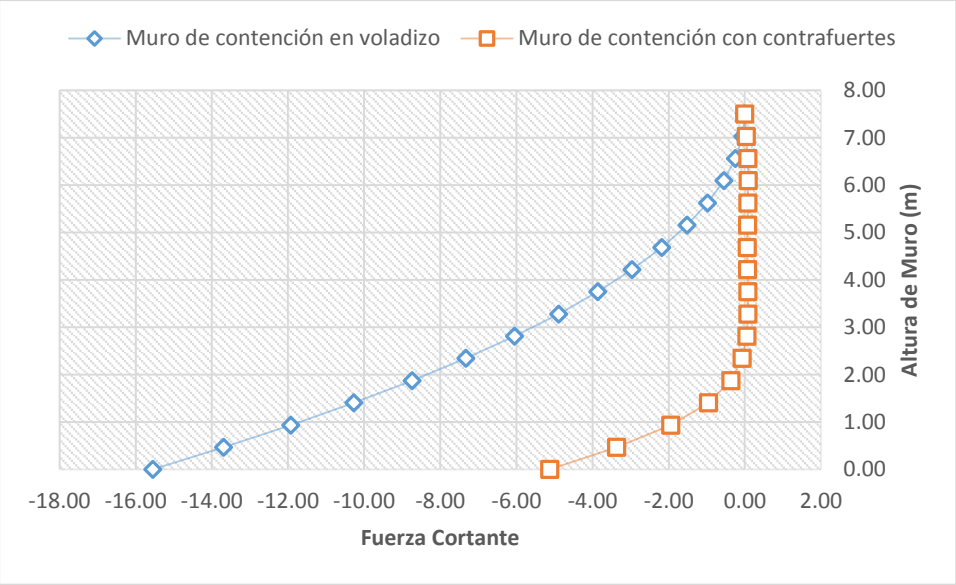
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

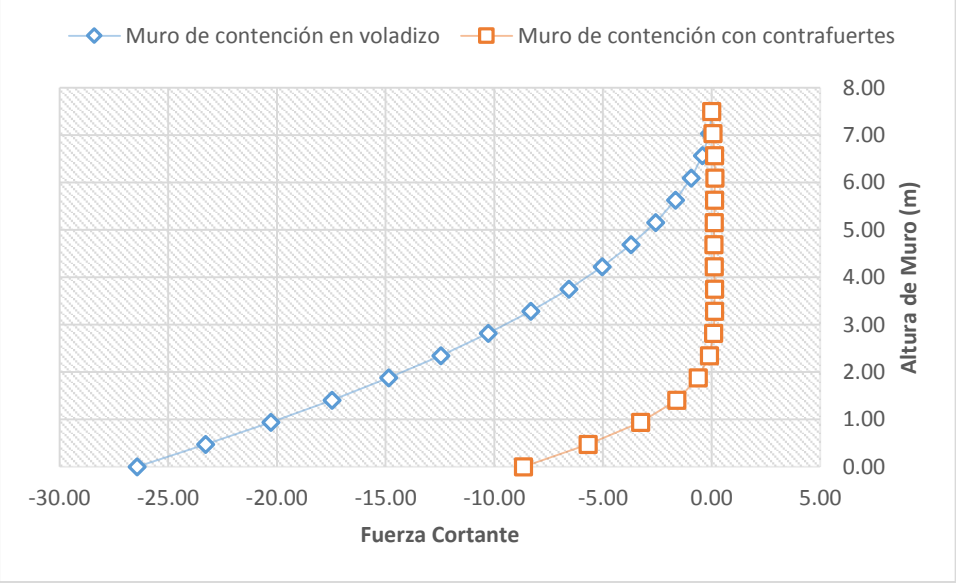
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 15.551 tnf y 5.121 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



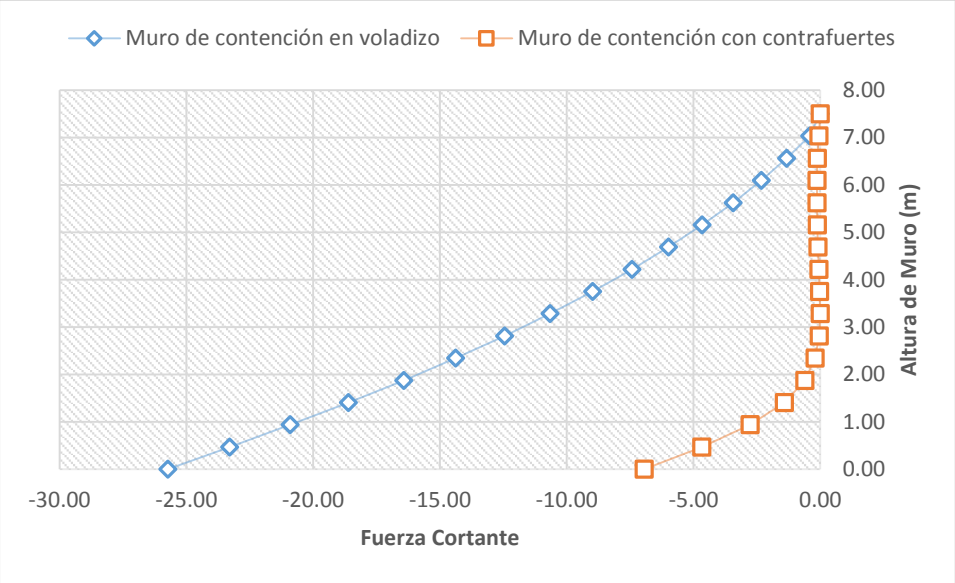
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 26.437 tnf y 8.658 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 25.734 tnf y 6.943 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 8.00 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
8.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7.50	-0.061	0.039	-0.103	0.066	-0.479	-0.067
7.00	-0.27	0.075	-0.459	0.129	-1.515	-0.148
6.50	-0.613	0.078	-1.042	0.134	-2.667	-0.17
6.00	-1.089	0.065	-1.852	0.113	-3.937	-0.168
5.50	-1.7	0.05	-2.89	0.088	-5.327	-0.152
5.00	-2.447	0.042	-4.161	0.075	-6.841	-0.128
4.50	-3.332	0.045	-5.665	0.081	-8.482	-0.099
4.00	-4.357	0.058	-7.408	0.103	-10.255	-0.062

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

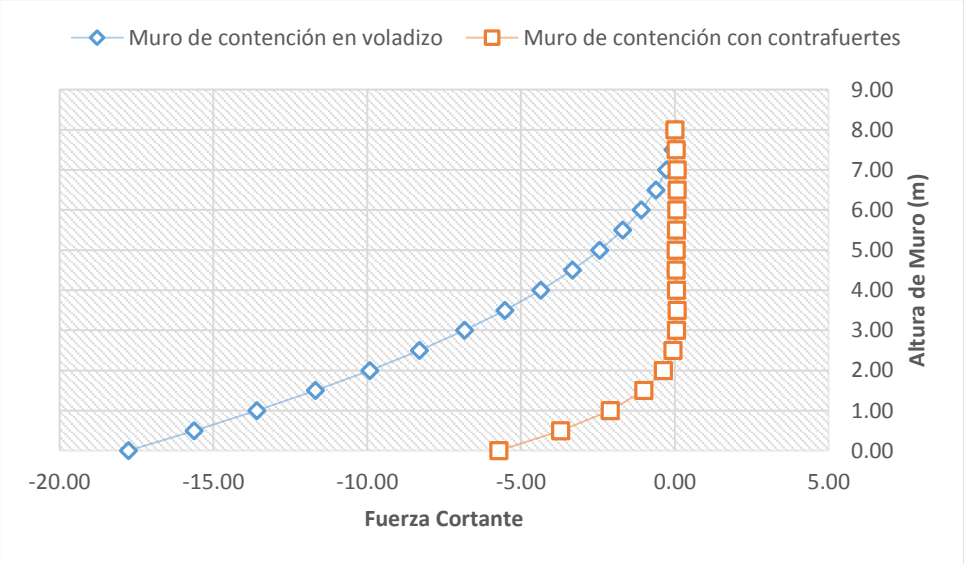
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.50	-5.525	0.07	-9.393	0.124	-12.168	-0.032
3.00	-6.839	0.05	-11.626	0.09	-14.227	-0.052
2.50	-8.302	-0.064	-14.114	-0.102	-16.441	-0.205
2.00	-9.917	-0.37	-16.859	-0.618	-18.816	-0.627
1.50	-11.682	-1.006	-19.859	-1.69	-21.349	-1.498
1.00	-13.589	-2.105	-23.101	-3.548	-24.027	-2.995
0.50	-15.622	-3.717	-26.557	-6.274	-26.812	-5.152
0.00	-17.756	-5.724	-30.184	-9.682	-29.651	-7.75

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



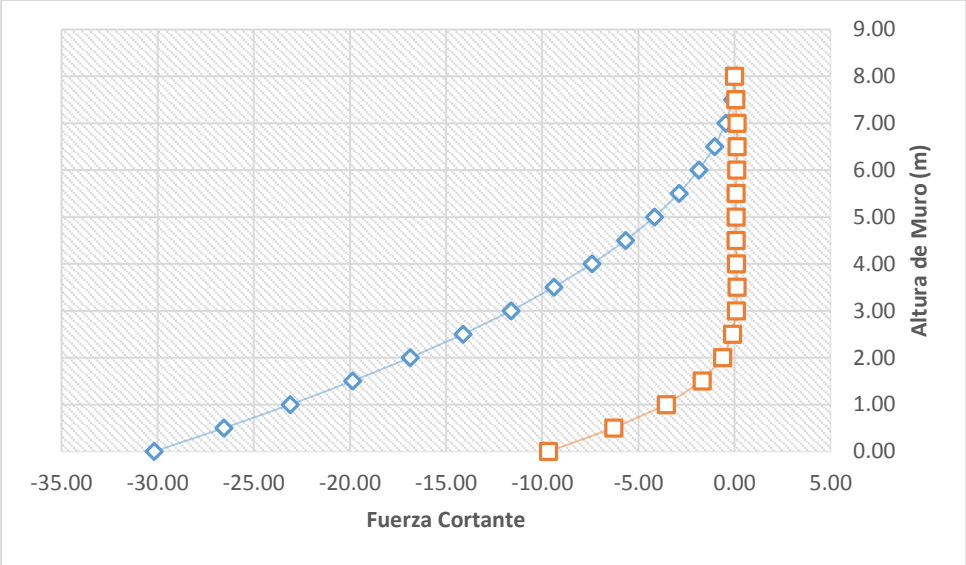
En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 17.756 tnf y 5.724 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

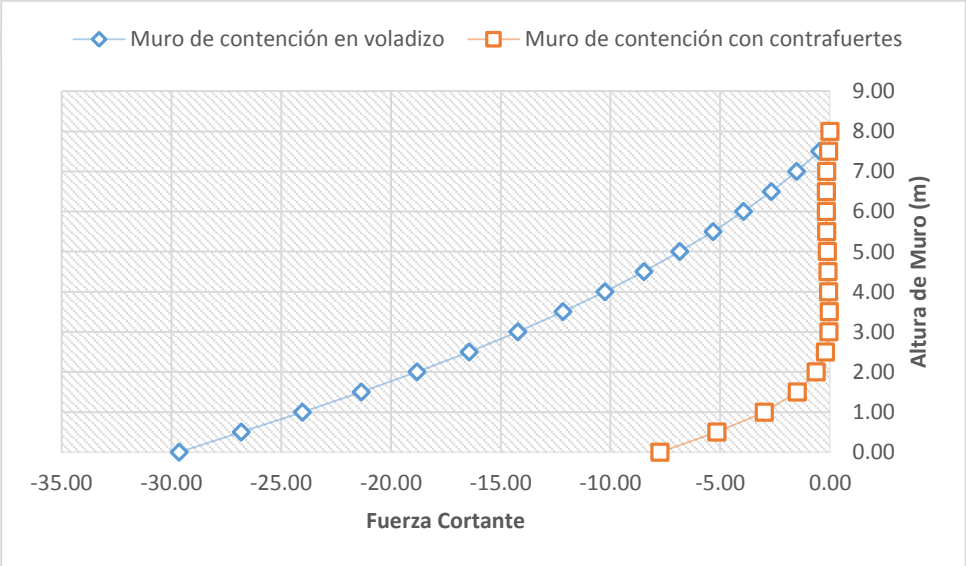
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 30.184 tnf y 9.682 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 29.651 tnf y 7.750 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 8.50 m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
8.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7.97	-0.065	0.039	-0.111	0.066	-0.533	-0.076
7.44	-0.296	0.074	-0.503	0.126	-1.684	-0.159
6.91	-0.676	0.073	-1.149	0.125	-2.967	-0.175
6.38	-1.207	0.056	-2.052	0.097	-4.384	-0.172
5.84	-1.89	0.037	-3.214	0.065	-5.936	-0.158
5.31	-2.727	0.025	-4.636	0.046	-7.628	-0.139
4.78	-3.719	0.026	-6.322	0.048	-9.464	-0.116
4.25	-4.869	0.042	-8.277	0.075	-11.45	-0.079
3.72	-6.181	0.065	-10.508	0.115	-13.595	-0.035
3.19	-7.66	0.07	-13.022	0.123	-15.91	-0.021
2.66	-9.31	-0.00418	-15.827	-0.001541	-18.408	-0.12
2.13	-11.137	-0.263	-18.934	-0.439	-21.1	-0.475
1.59	-13.142	-0.868	-22.341	-1.461	-23.989	-1.304
1.06	-15.317	-2	-26.038	-3.375	-27.064	-2.843
0.53	-17.64	-3.751	-29.987	-6.338	-30.278	-5.189
0.00	-20.077	-5.996	-34.13	-10.148	-33.557	-8.099

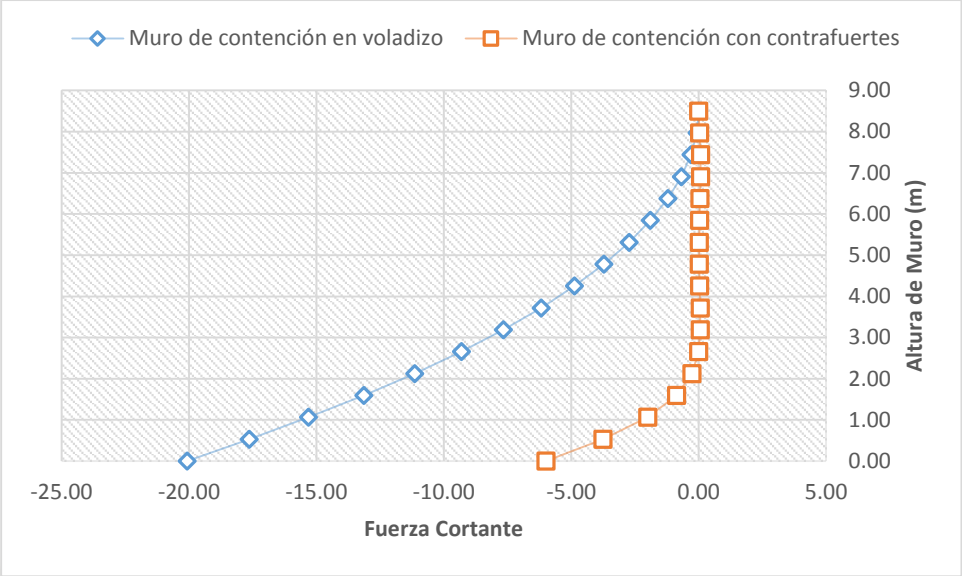
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

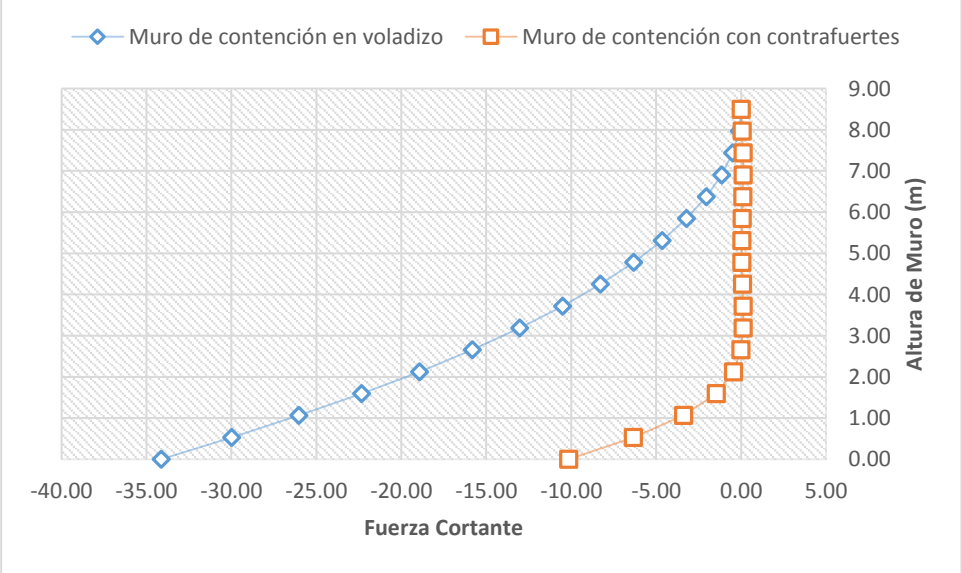
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 20.077 tnf y 5.996 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



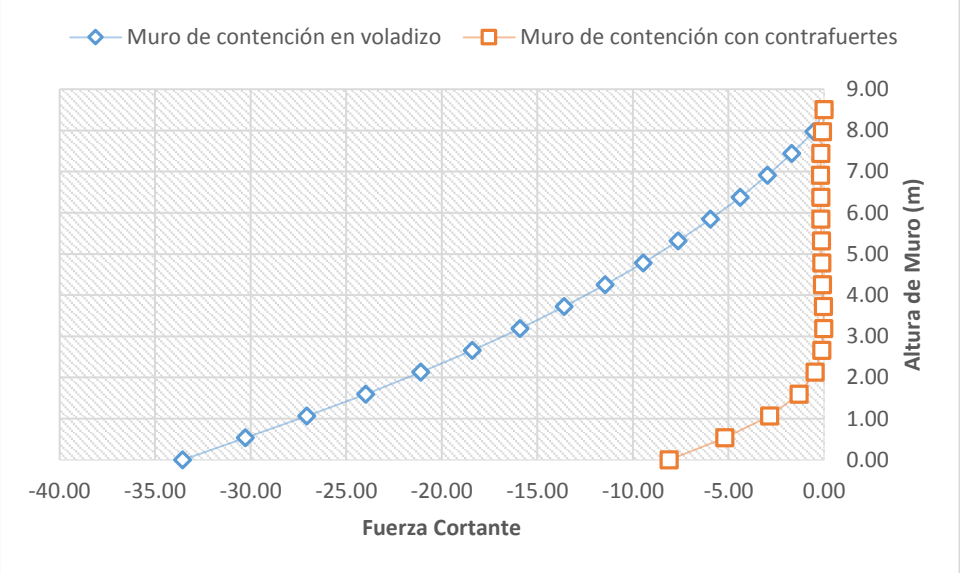
En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 34.130 tnf y 10.148 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 33.557 tnf y 8.099 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 9.00 m.

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
9.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8.50	-0.06	0.039	-0.102	0.067	-0.534	-0.08
8.00	-0.268	0.076	-0.455	0.13	-1.677	-0.179
7.50	-0.608	0.077	-1.034	0.133	-2.935	-0.21
7.00	-1.082	0.062	-1.839	0.107	-4.31	-0.21
6.50	-1.69	0.042	-2.873	0.074	-5.803	-0.196
6.00	-2.433	0.026	-4.136	0.047	-7.418	-0.176
5.50	-3.313	0.019	-5.633	0.037	-9.158	-0.153
5.00	-4.332	0.025	-7.365	0.047	-11.026	-0.121
4.50	-5.492	0.044	-9.337	0.08	-13.03	-0.08
4.00	-6.798	0.07	-11.556	0.124	-15.177	-0.036
3.50	-8.253	0.084	-14.029	0.147	-17.479	-0.012
3.00	-9.862	0.043	-16.766	0.078	-19.947	-0.065
2.50	-11.632	-0.128	-19.774	-0.21	-22.595	-0.296

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

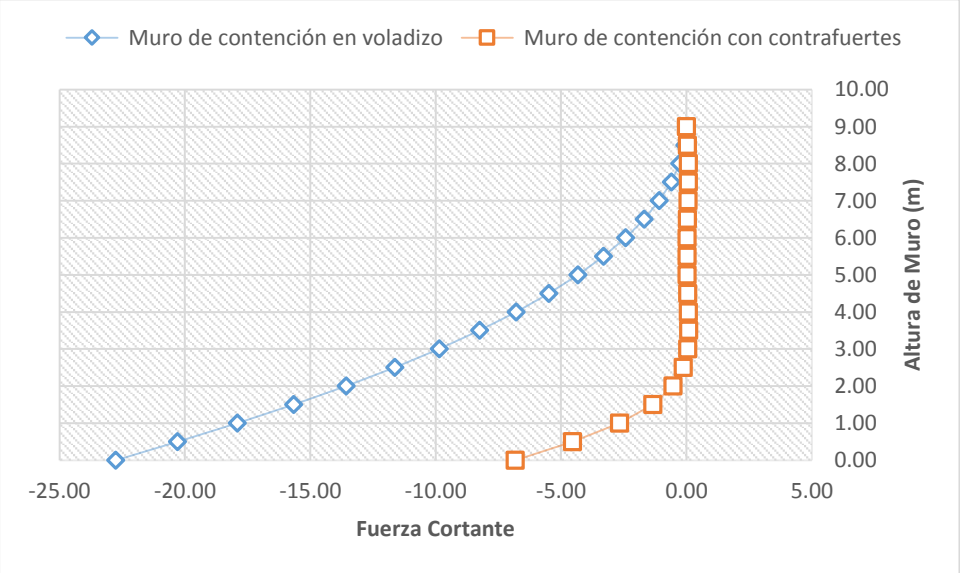
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.00	-13.566	-0.542	-23.063	-0.912	-25.434	-0.863
1.50	-15.664	-1.346	-26.628	-2.272	-28.464	-1.959
1.00	-17.914	-2.671	-30.454	-4.514	-31.665	-3.753
0.50	-20.294	-4.546	-34.499	-7.688	-34.987	-6.252
0.00	-22.767	-6.831	-38.703	-11.569	-38.35	-9.207

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



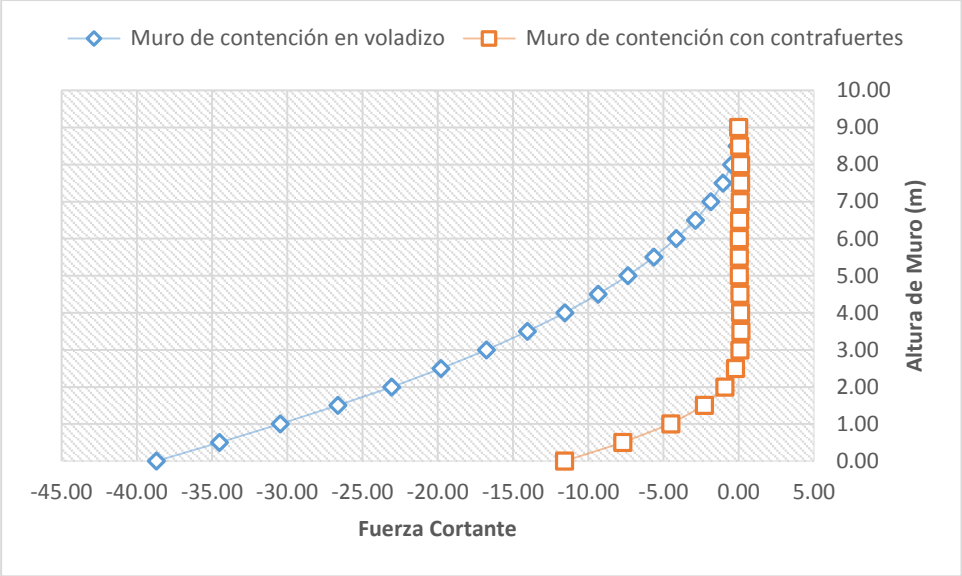
En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 22.768 tnf y 6.831 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

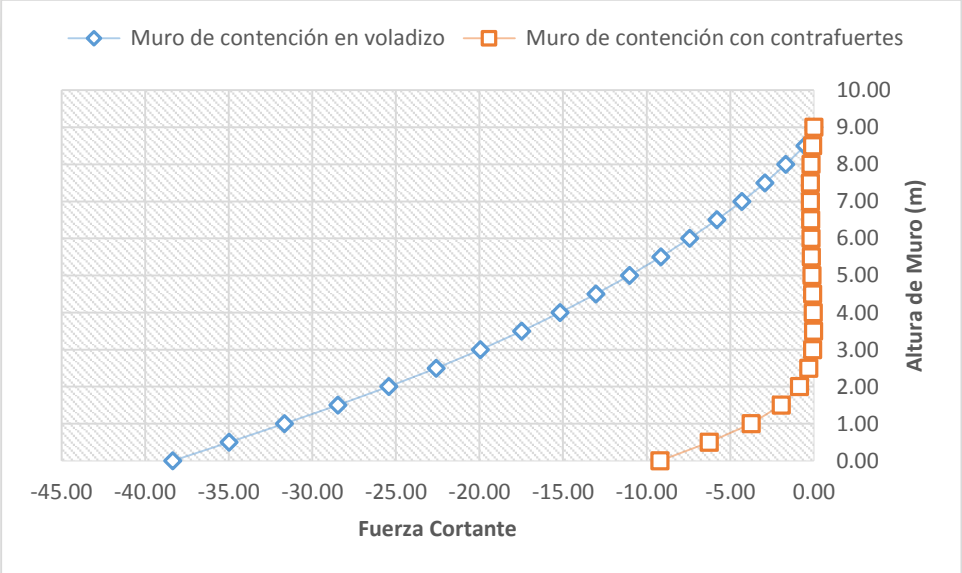
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 38.703 tnf y 11.569 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 38.350 tnf y 9.207 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Muro de Contención H = 9.50 m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	Fuerza Cortante					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
9.50	0	0	0	0	0	0
9.03	-0.056	0.038	-0.095	0.065	-0.537	-0.089
8.55	-0.247	0.077	-0.419	0.131	-1.679	-0.205
8.08	-0.557	0.08	-0.947	0.137	-2.923	-0.247
7.60	-0.988	0.065	-1.679	0.113	-4.273	-0.253
7.13	-1.539	0.044	-2.617	0.077	-5.727	-0.242
6.65	-2.212	0.024	-3.761	0.043	-7.29	-0.225
6.18	-3.008	0.009185	-5.114	0.019	-8.963	-0.207
5.70	-3.928	0.004053	-6.678	0.011	-10.75	-0.185
5.23	-4.975	0.011	-8.457	0.023	-12.655	-0.157
4.75	-6.15	0.03	-10.455	0.057	-14.684	-0.118
4.28	-7.458	0.059	-12.679	0.105	-16.847	-0.072
3.80	-8.903	0.081	-15.135	0.143	-19.152	-0.036
3.33	-10.49	0.067	-17.833	0.119	-21.613	-0.051
2.85	-12.225	-0.039	-20.783	-0.06	-24.245	-0.193
2.38	-14.115	-0.323	-23.995	-0.541	-27.061	-0.581
1.90	-16.161	-0.9	-27.473	-1.518	-30.071	-1.371
1.43	-18.361	-1.898	-31.213	-3.207	-33.27	-2.733
0.95	-20.701	-3.41	-35.192	-5.765	-36.631	-4.779
0.48	-23.154	-5.418	-39.361	-9.167	-40.095	-7.457
0.00	-25.679	-7.77	-43.653	-13.162	-43.572	-10.499

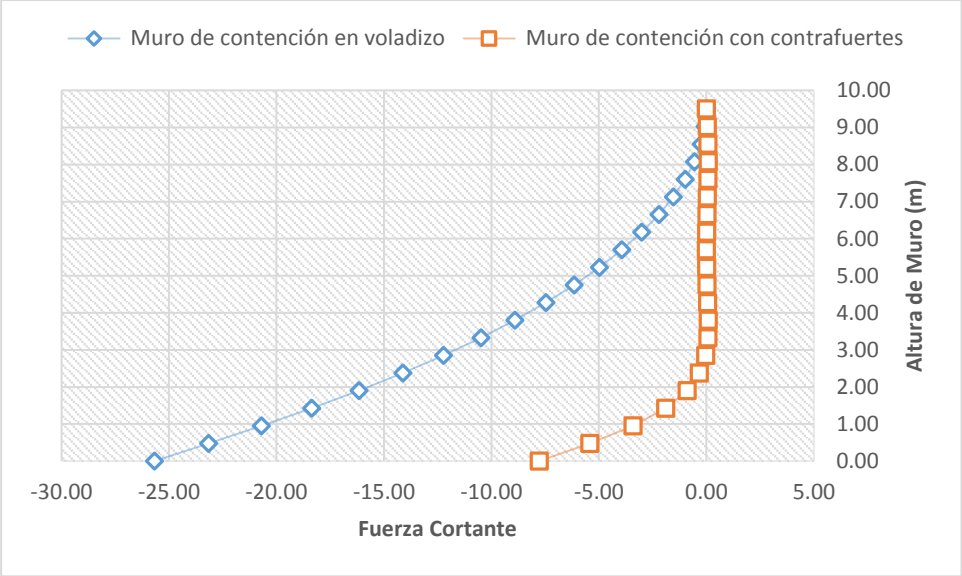
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

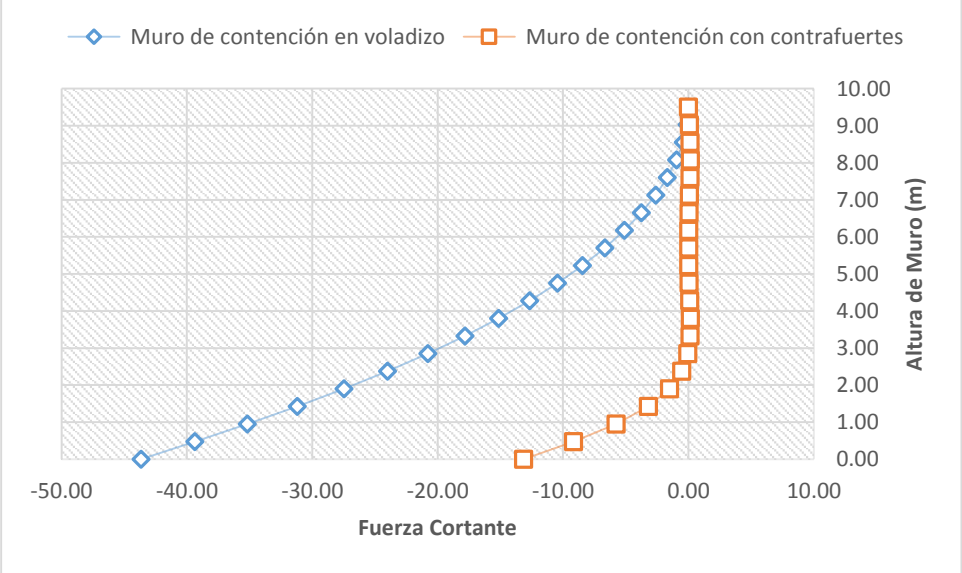
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra la fuerza cortante correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 25.679 y 7.770 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



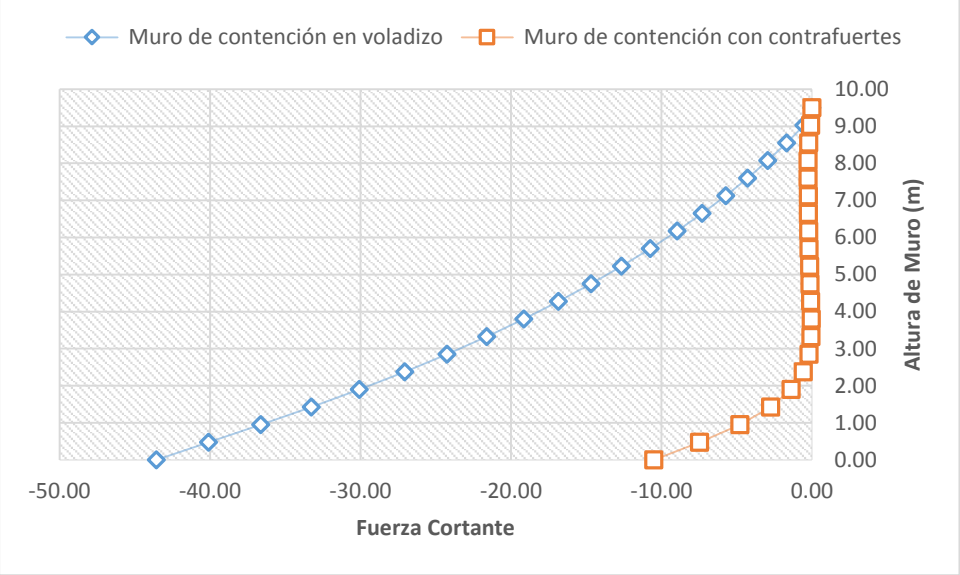
En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 43.653 tnf y 13.162 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica anterior se muestran las fuerzas internas máximas de 43.572 tnf y 10.499 tnf para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Según se muestra en todas las tablas y gráficas, las fuerzas internas máximas calculados en la pantalla de los muros de contención son mayores en los muros en voladizo comparados con los muros con contrafuertes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

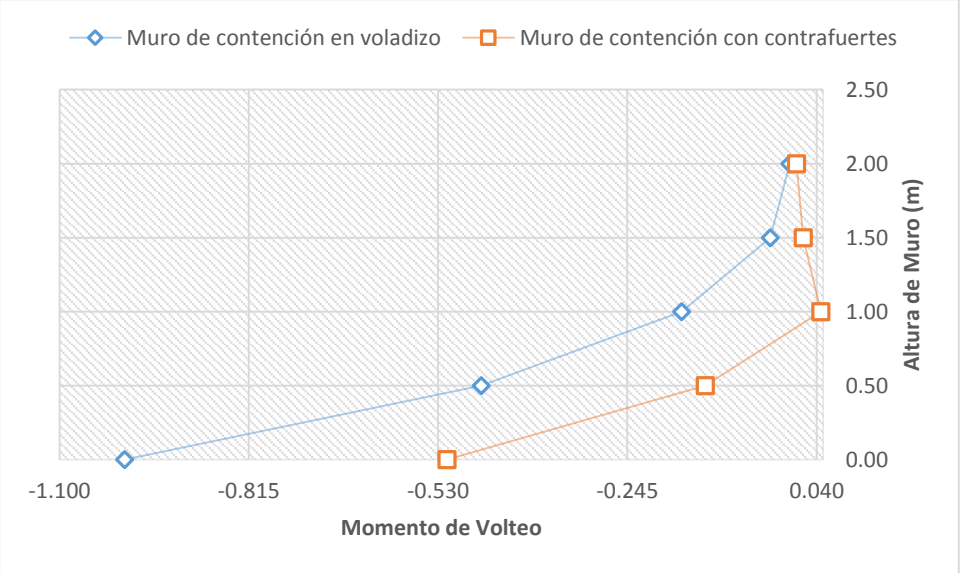
1.1.3 MOMENTOS DE VOLTEO

Muro de Contención H = 2.00 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
2.00	-0.0002	0.00976	-0.0003	0.01642	-0.0003	0.02115
1.50	-0.0299	0.01978	-0.0508	0.03387	-0.0784	0.03457
1.00	-0.1631	0.04629	-0.2772	0.07886	-0.3526	0.06808
0.50	-0.4652	-0.12768	-0.7908	-0.21407	-0.8827	-0.25908
0.00	-1.0021	-0.51672	-1.7036	-0.87488	-1.7282	-0.84373

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 1.0021 tnf.m y 0.5167 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes,

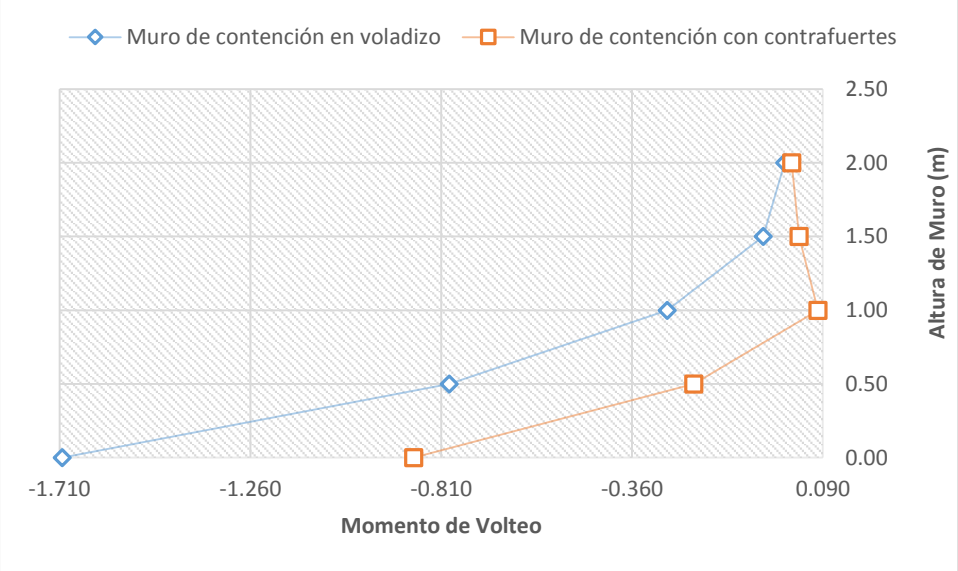
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



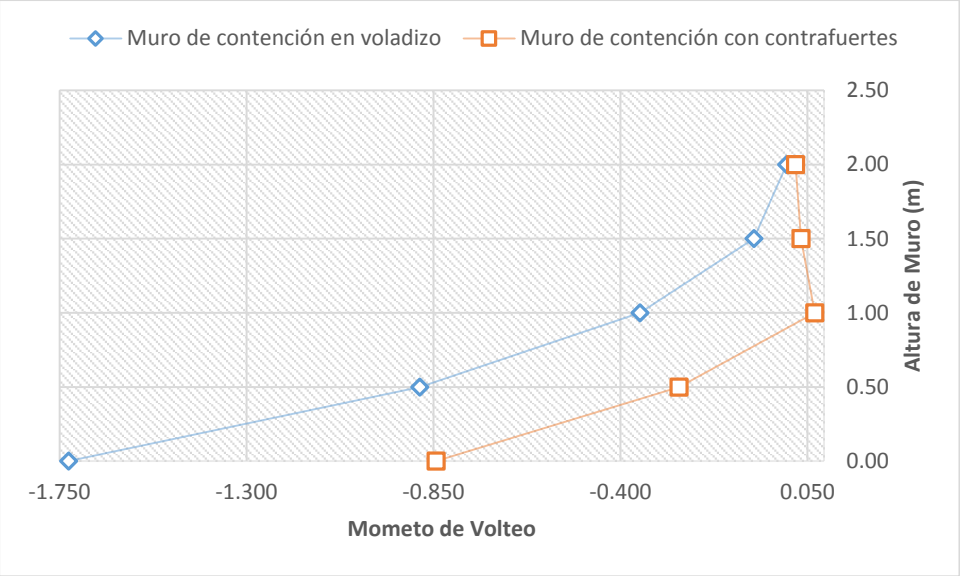
En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 1.7036 tnf.m y 0.8749 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 1.7282 tnf.m y 0.8437 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 2.50 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
2.50	-0.0004	0.00584	-0.0006	0.00974	-0.0007	0.01972
1.88	-0.0514	0.03601	-0.0874	0.06141	-0.1445	0.03804
1.25	-0.2905	0.06569	-0.4938	0.11277	-0.6544	0.08962
0.63	-0.8459	0.09312	-1.4380	0.15902	-1.6472	-0.19908
0.00	-1.8453	-0.61185	-3.1371	-1.03563	-3.2383	-0.97336

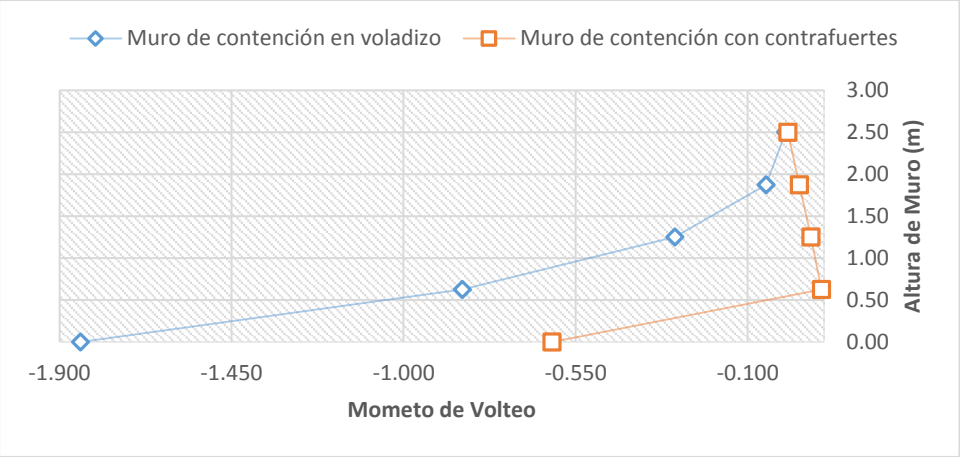
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

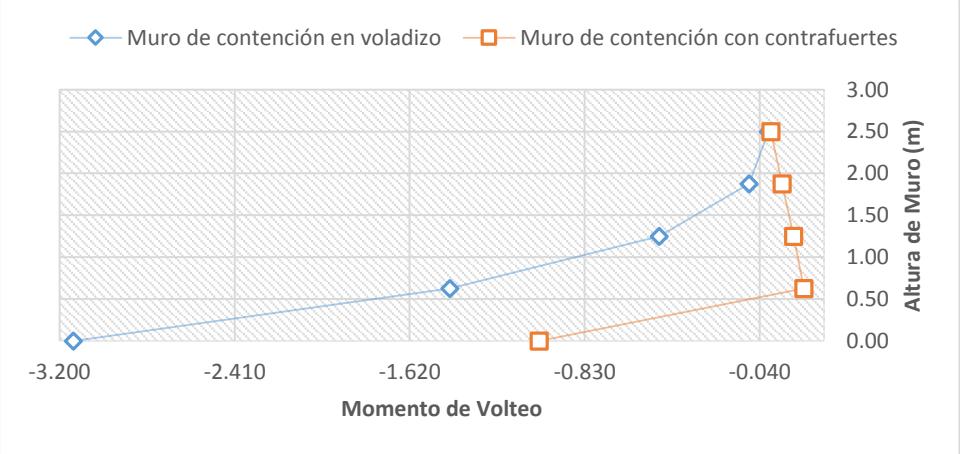
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 1.8453 tnf.m y 0.6119 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



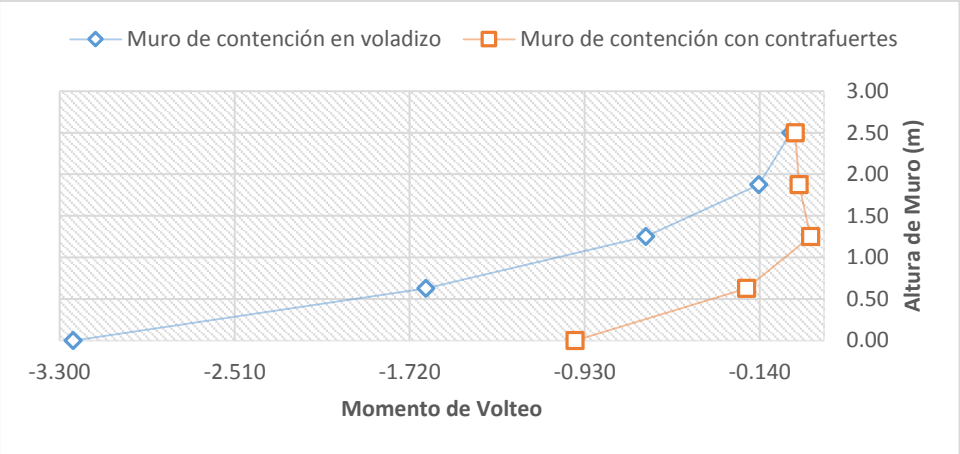
En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 3.1371 tnf.m y 1.0356 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 2.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 3.2383 tnf.m y 0.9734 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 3.00 m.

	Momento de volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
3.00	-0.00034	0.00452	-0.00058	-0.00799	-0.00072	0.01341
2.50	-0.02993	0.02486	-0.05088	0.04234	-0.10065	0.02494
2.00	-0.16367	0.06822	-0.27824	0.11619	-0.44301	0.05825
1.50	-0.46792	0.10192	-0.79546	0.17409	-1.0886	0.09533
1.00	-1.00776	0.1328	-1.7132	0.22607	-2.09619	0.13469
0.50	-1.84922	-0.18243	-3.1437	-0.30699	-3.52617	-0.36352
0.00	-3.05674	-0.78835	-5.19649	-1.33668	-5.43561	-1.21467

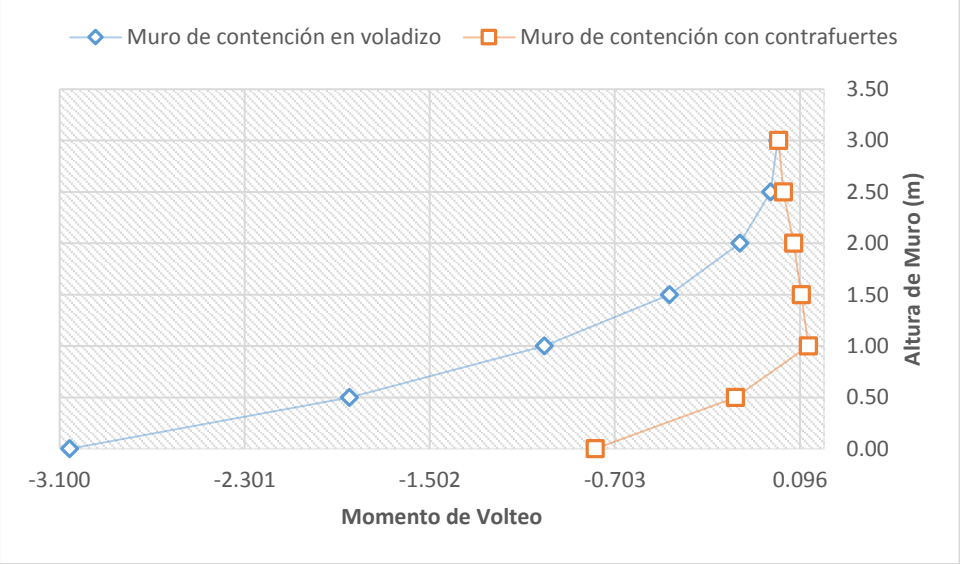
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

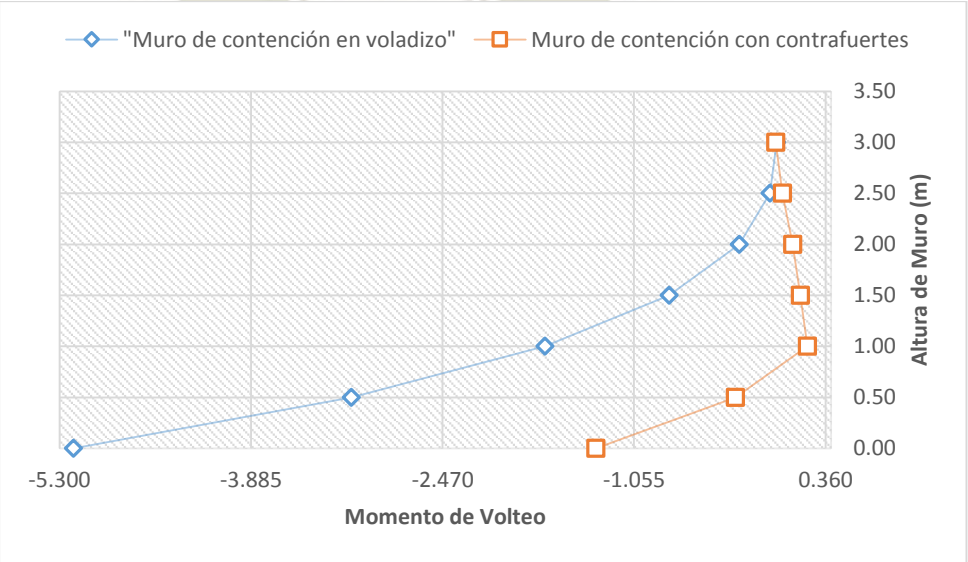
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 3.0567 tnf.m y 0.7884 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



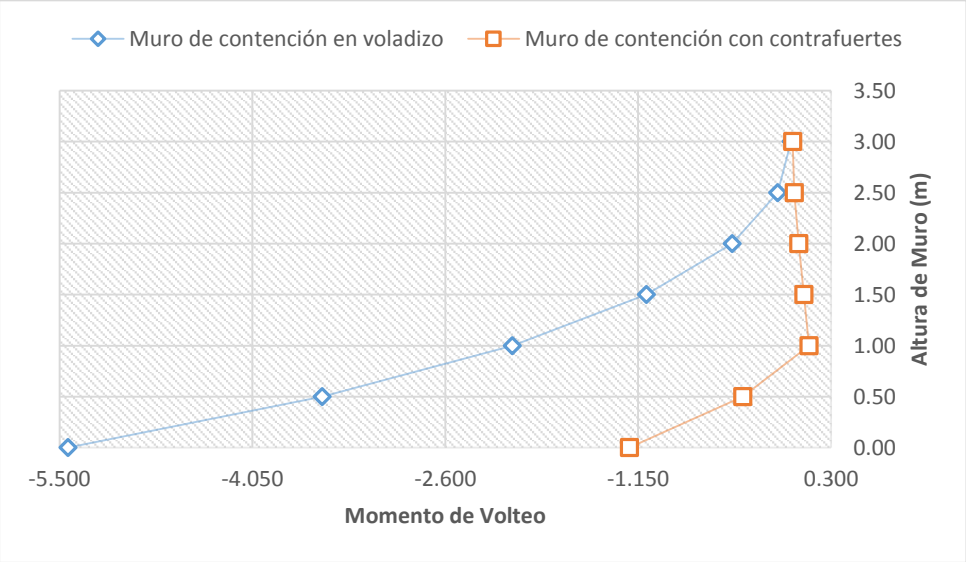
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 5.1965 tnf.m y 1.3367 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 5.4356 tnf.m y 1.2147 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 3.50 m.

	Momento de volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
3.50	-0.00136	-0.00589	-0.00231	-0.01048	-0.00288	-0.01381
2.92	-0.04287	0.02728	-0.07288	0.04633	-0.15348	0.02513
2.33	-0.24198	0.08117	-0.41103	0.13795	-0.67967	0.07038

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

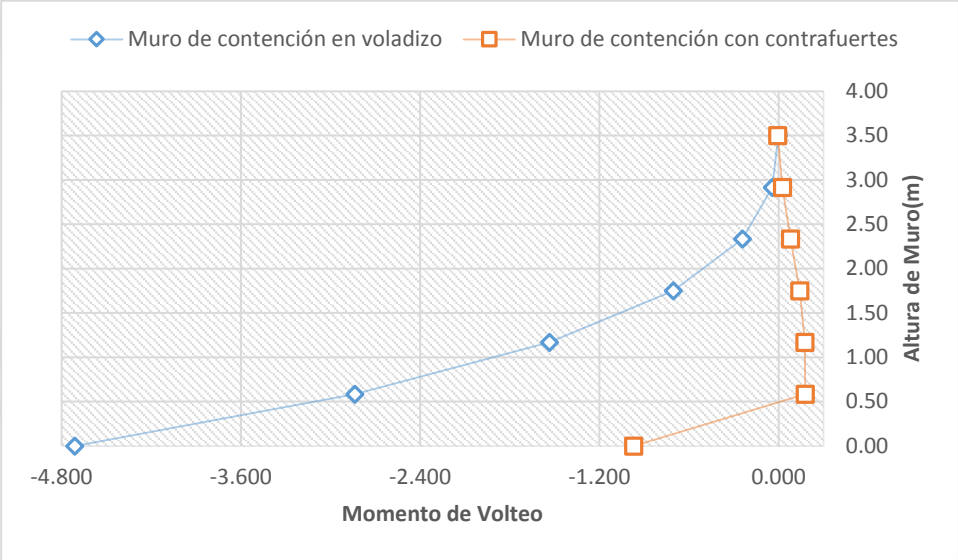
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.75	-0.70471	0.14239	-1.19801	0.24272	-1.67798	0.12407
1.17	-1.53432	0.17668	-2.60835	0.30019	-3.24723	0.19385
0.58	-2.83583	0.17959	-4.82093	0.30708	-5.47906	-0.32947
0.00	-4.71207	-0.97049	-8.01056	-1.63952	-8.46178	-1.44804

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



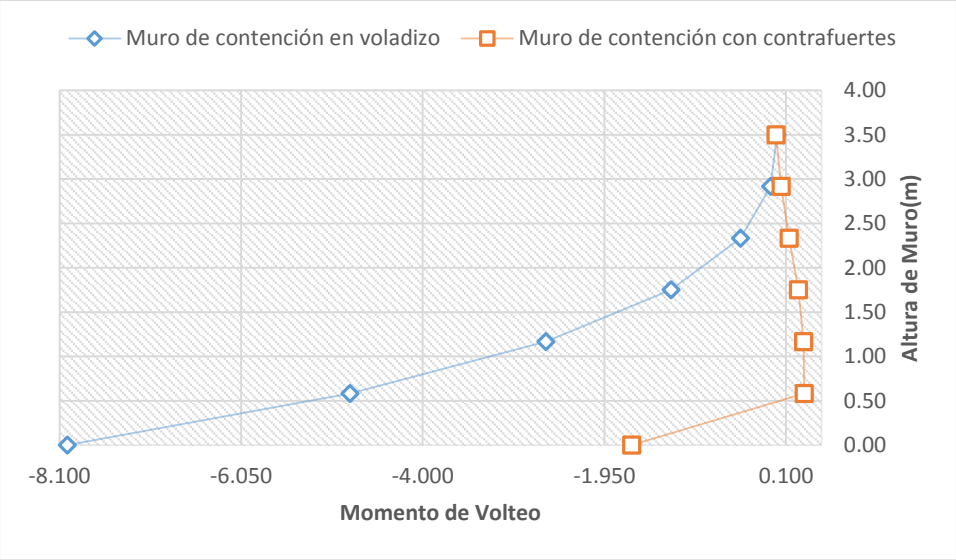
En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 4.7121 tnf.m y 0.9705 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

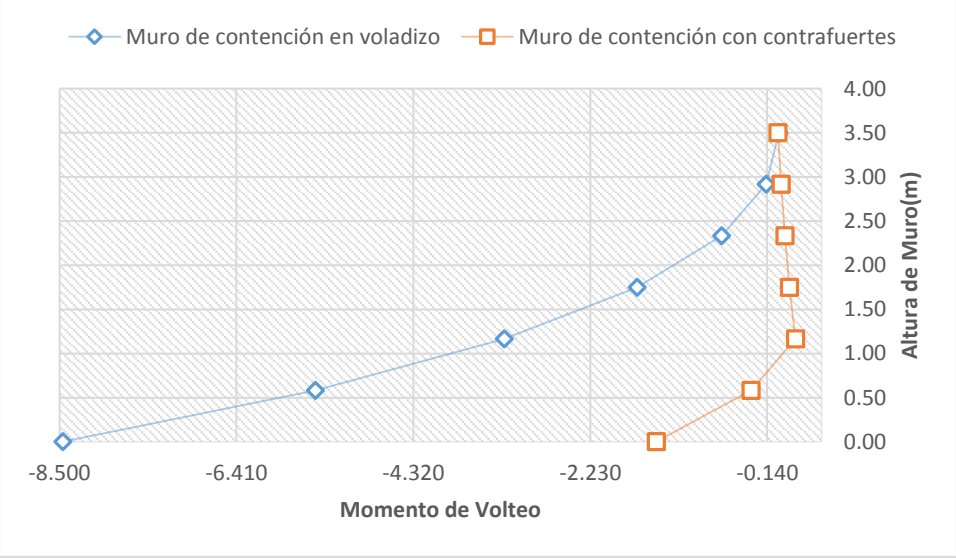
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 8.0106 tnf.m y 1.6395 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 8.4618 tnf.m y 1.4480 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes,

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

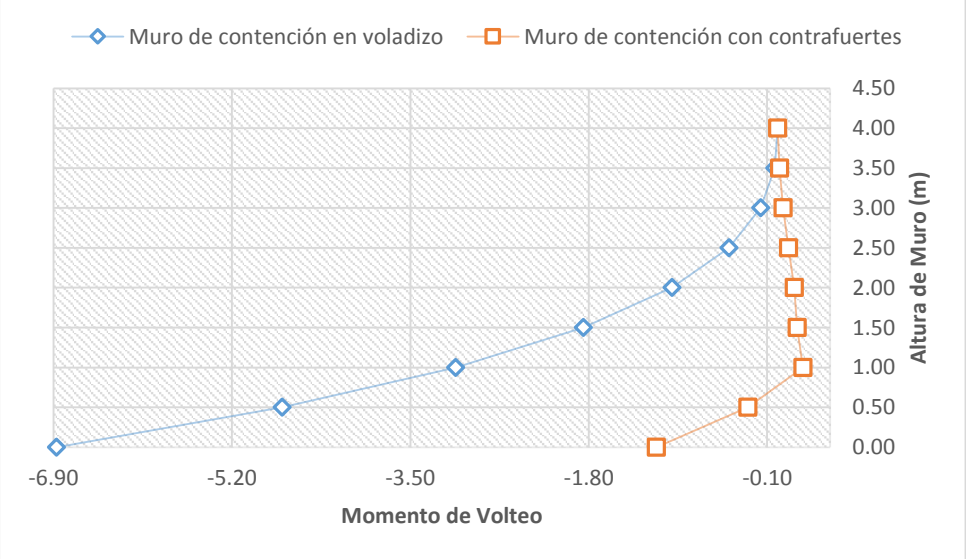
respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 4.00 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
4.00	-0.00177	-0.001194	-0.00301	-0.02076	-0.00406	-0.00714
3.50	-0.02895	0.01766	-0.04921	0.02989	-0.12066	0.01564
3.00	-0.16048	0.05205	-0.27281	0.088	-0.52472	-0.03798
2.50	-0.46372	0.10395	-0.78831	0.17667	-1.27952	0.07827
2.00	-1.00547	0.15727	-1.70928	0.26778	-2.44731	0.12982
1.50	-1.85218	0.1843	-3.14869	0.31489	-4.08891	0.19834
1.00	-3.06813	0.24181	-5.21582	0.41171	-6.26153	0.26017
0.50	-4.72079	-0.28516	-8.02535	-0.47772	-9.02878	-0.50052
0.00	-6.87069	-1.15709	-11.6802	-1.95745	-12.43936	-1.68825

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



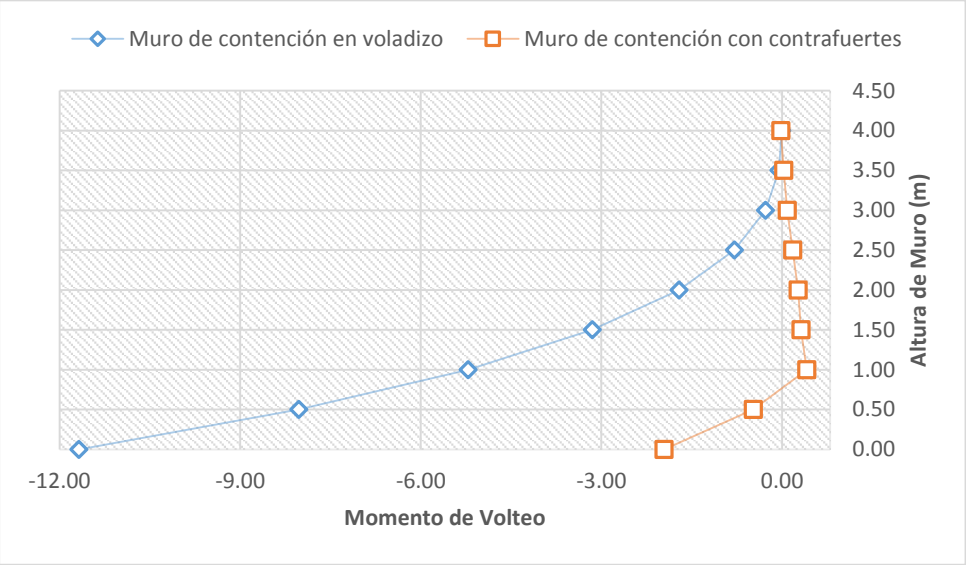
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 6.8707 tnf.m y 1.1571 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



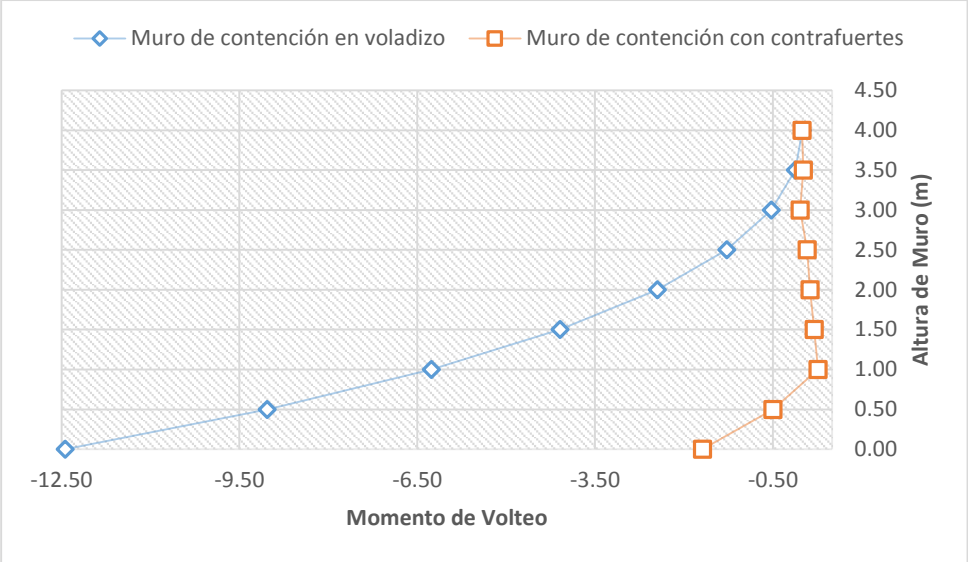
En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 11.6802 tnf.m y 1.9575 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 12.4394 tnf.m y 1.6883 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 4.50 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
4.50	-0.00232	-0.01182	-0.00394	0.0199	-0.00552	0.00339
4.05	-0.02197	-0.01371	-0.03735	-0.02372	-0.10442	-0.00939
3.60	-0.12004	0.03333	-0.20407	0.05606	-0.44798	-0.05016
3.15	-0.34702	0.06706	-0.58992	-0.01651	-1.08535	-0.07953
2.70	-0.75043	0.10864	-1.27573	0.18446	-2.0592	-0.0687
2.25	-1.37929	0.1579	-2.34479	0.26879	-3.41551	0.11136
1.80	-2.28371	0.19737	-3.88231	0.33661	-5.20253	0.16555
1.35	-3.51167	0.25467	-5.96985	0.43262	-7.46364	0.2716
0.90	-5.10909	-0.02719	-8.68549	0.44675	-10.23905	0.26288
0.45	-7.12673	-0.47741	-12.11551	-0.79945	-13.57762	-0.78918
0.00	-9.60495	-1.45394	-16.32851	-2.45442	-17.50771	-2.11714

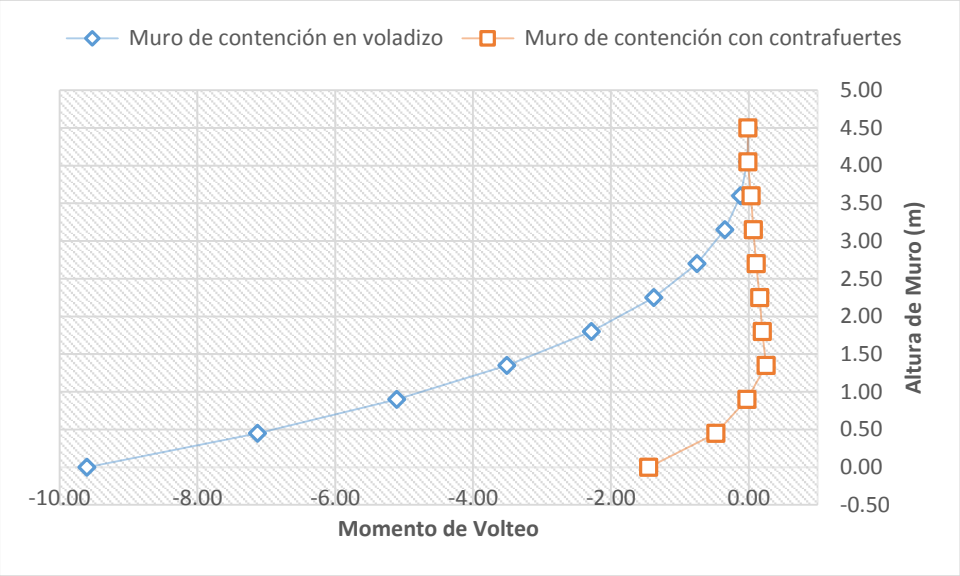
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



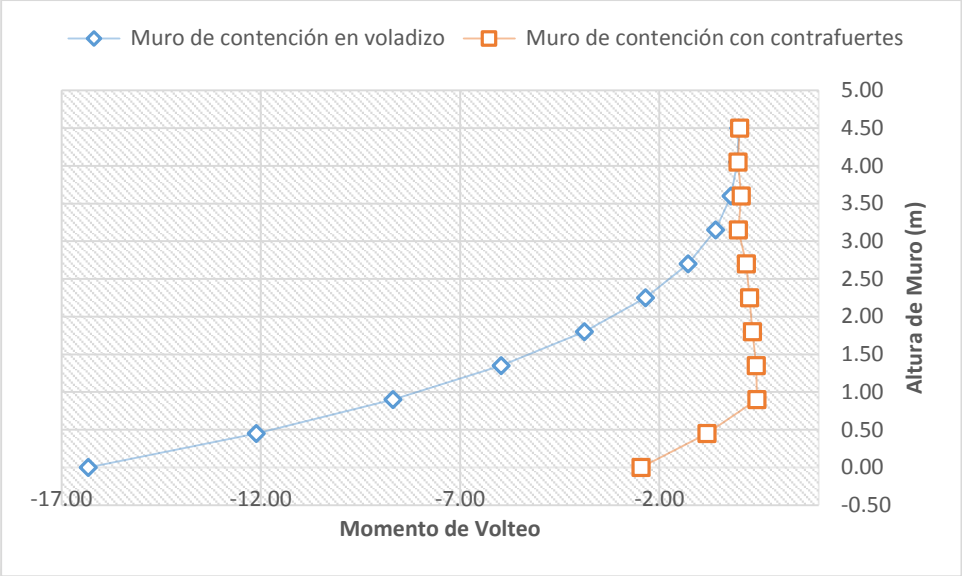
En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 9.6049 tnf.m y 1.4539 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

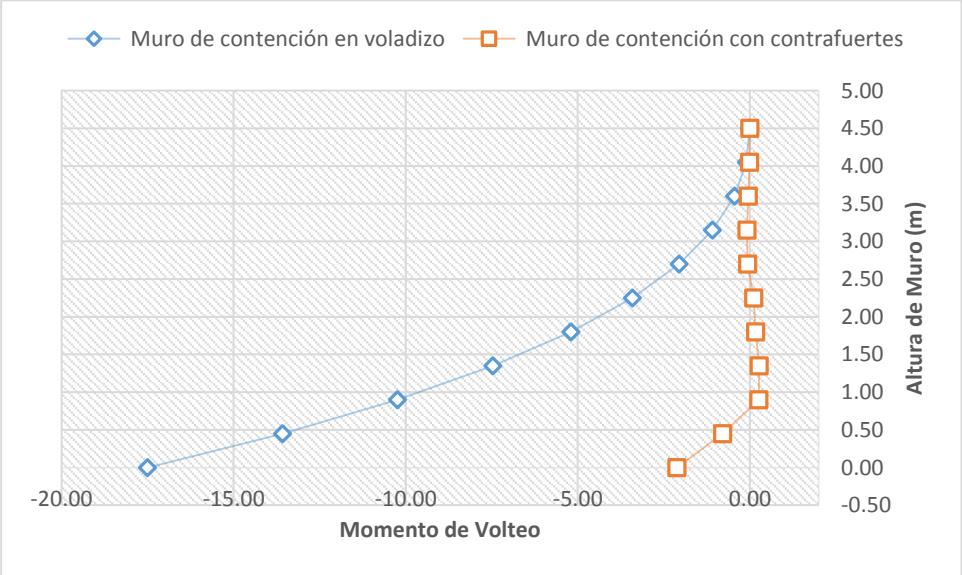
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 16.3285 tnf.m y 2.4544 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 4.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 17.5077 tnf.m y 2.1171 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes,

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 5.00 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
5.00	-0.00254	-0.0093	-0.00432	-0.0163	-0.00572	0.00131
4.50	-0.02856	0.01578	-0.04856	0.02662	-0.14765	0.00951
4.00	-0.15848	0.04209	-0.26941	0.07092	-0.63049	-0.03917
3.50	-0.46091	0.07594	-0.78354	0.12874	-1.51937	-0.07473
3.00	-1.00094	0.11673	-1.70159	0.1983	-2.87146	-0.06953
2.50	-1.84703	0.1673	-3.13994	0.285	-4.7515	0.09811
2.00	-3.06804	0.21331	-5.21565	0.36394	-7.2251	0.16
1.50	-4.73119	0.27362	-8.043	0.46466	-10.35382	0.27685
1.00	-6.90109	0.2918	-11.73184	0.49807	-14.19527	0.28281
0.50	-9.64527	-0.5969	-16.39696	-0.99924	-18.8105	-0.98344
0.00	-13.0199	-1.83978	-22.13385	-3.10489	-24.23909	-2.6622

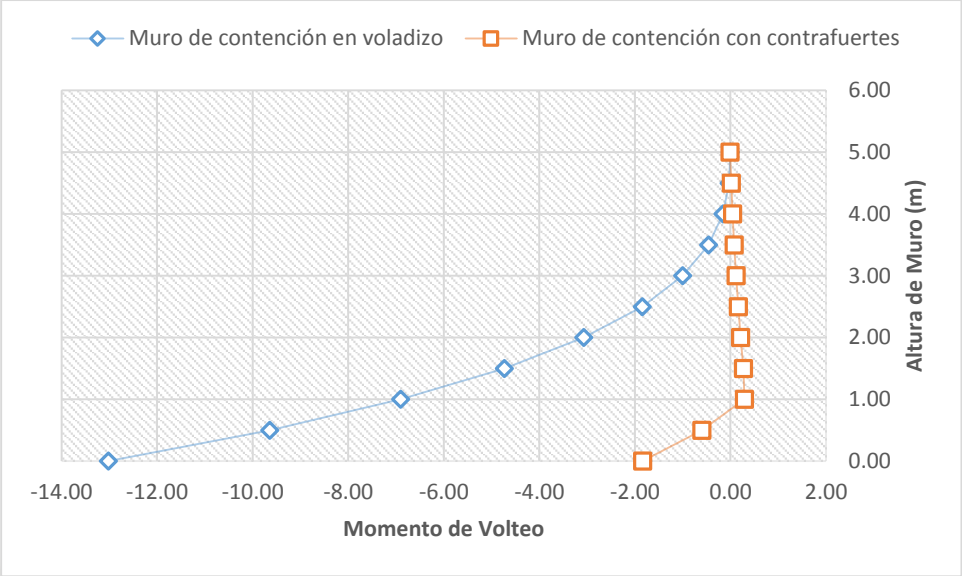
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

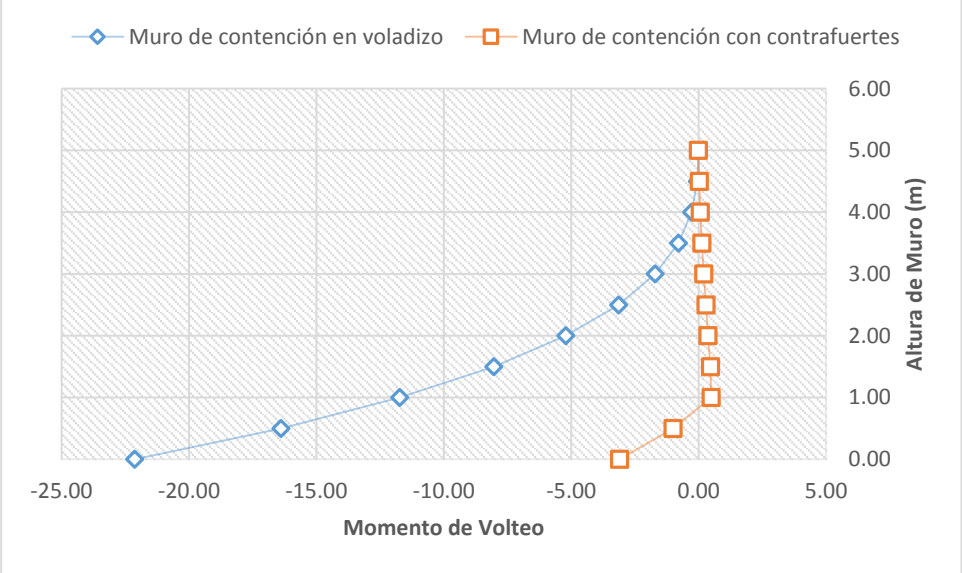
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 130199 tnf.m y 1.8398 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 22.1339 tnf.m y 3.1049 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes,

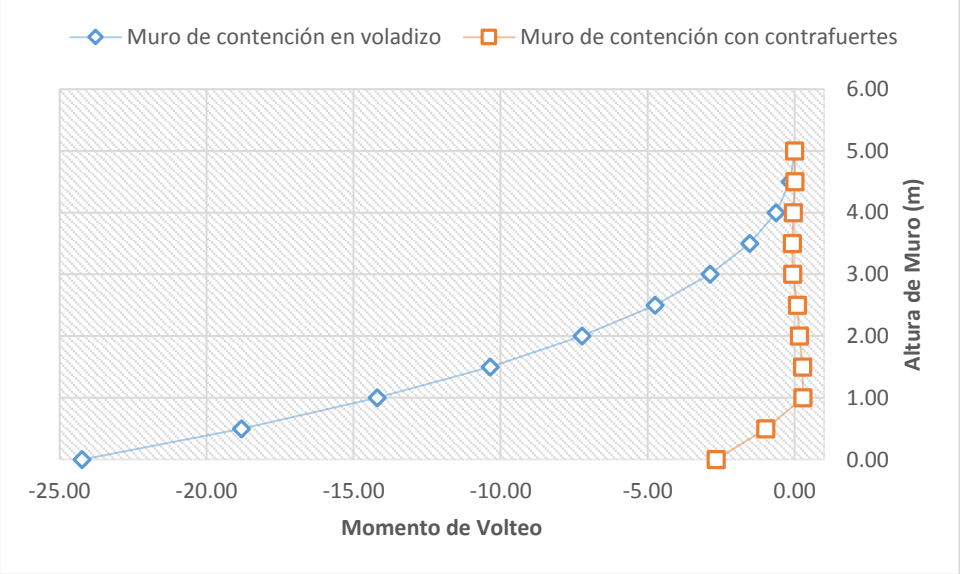
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 24.2391 tnf.m y 2.6622 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 5.50 m.

	Momento de volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
5.50	-0.00222	-0.00543	-0.00378	-0.00967	-0.00486	0.00794
5.04	-0.02316	0.01497	-0.03937	0.02523	-0.13726	0.01308
4.58	-0.12656	0.03796	-0.21514	0.06389	-0.57838	-0.04174
4.13	-0.3654	0.06199	-0.62117	0.10489	-1.37824	-0.08774
3.67	-0.78843	0.08577	-1.34032	0.14556	-2.57694	-0.10631
3.21	-1.44951	0.11613	-2.46415	0.19777	-4.22659	-0.10317

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

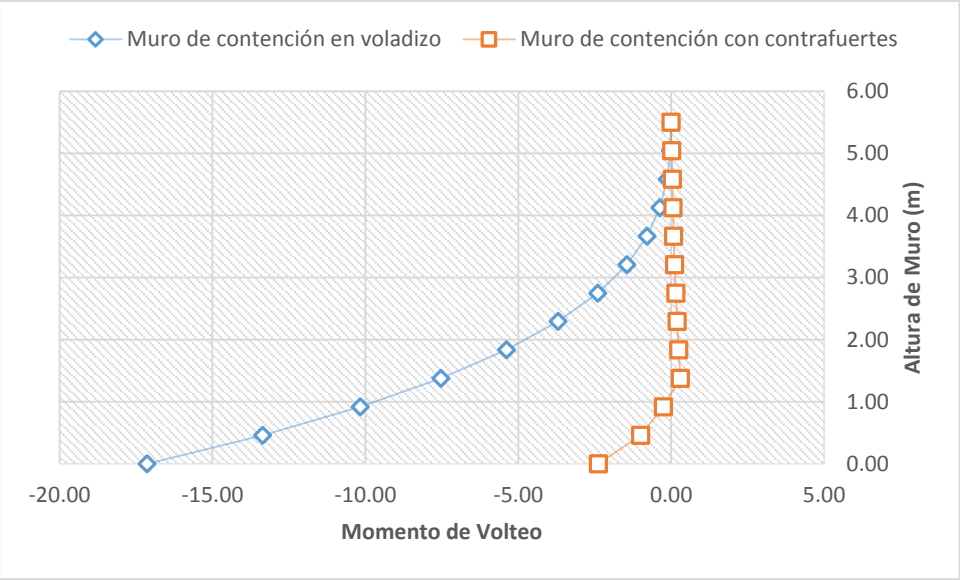
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.75	-2.40086	0.15577	-4.08144	0.2656	-6.37526	-0.06683
2.29	-3.69465	0.19563	-6.28088	0.33432	-9.07104	0.08834
1.83	-5.38663	0.2447	-9.15723	0.41541	-12.36969	0.18956
1.38	-7.52739	0.29637	-12.7965	0.50472	-16.31571	0.24808
0.92	-10.16703	-0.25431	-17.28388	-0.42098	-20.95375	-0.55878
0.46	-13.35627	-0.99467	-22.7056	-1.66874	-26.32714	-1.60201
0.00	-17.13578	-2.38236	-29.13078	-4.02089	-32.45985	-3.48206

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



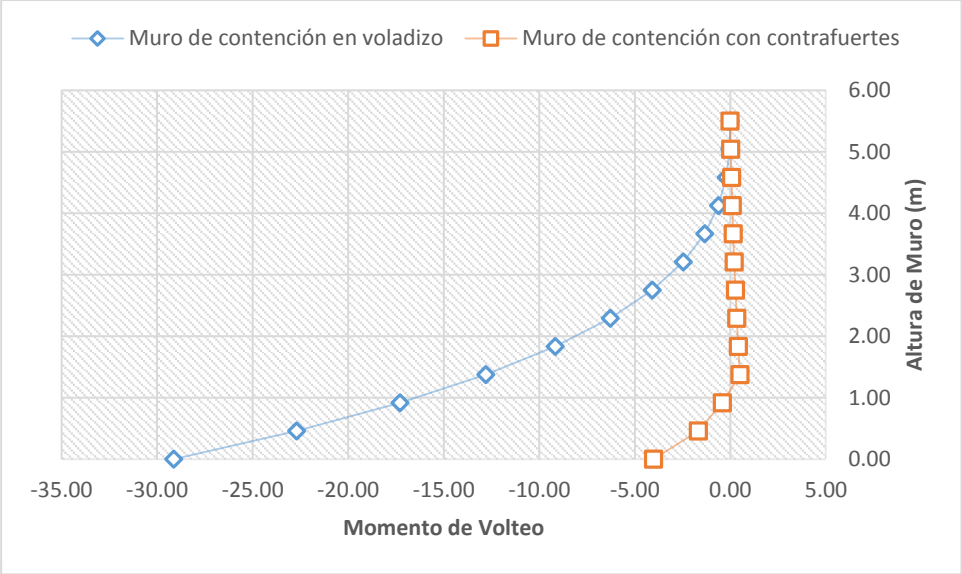
En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 17.1358 tnf.m y 2.3824 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

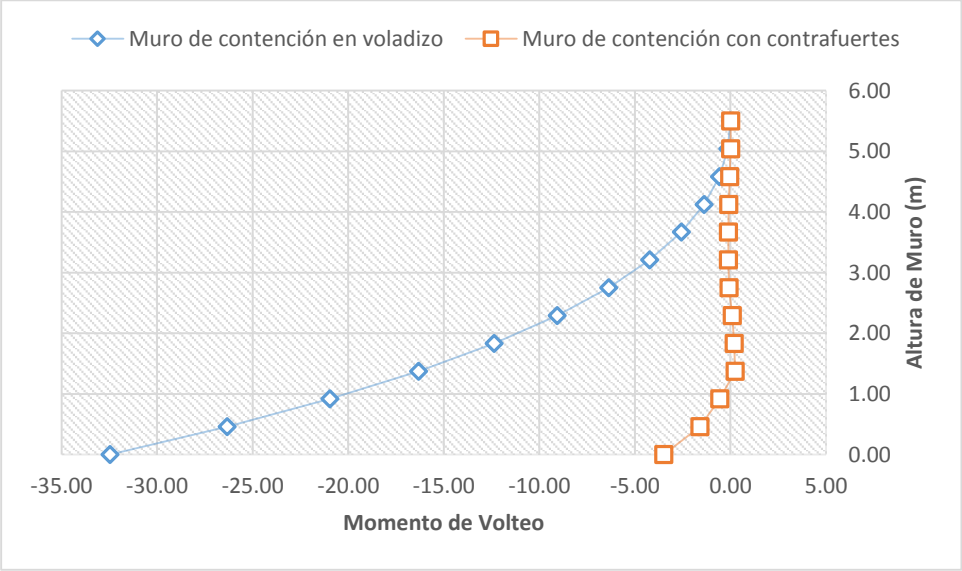
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 29.1308 tnf.m y 4.0209 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 5.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 32.4599 tnf.m y 3.4821 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes,

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 6.00 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
6.00	-0.00247	-0.00425	-0.0042	-0.00769	-0.00571	0.00851
5.57	-0.01931	0.01502	-0.03283	0.02525	-0.1262	0.01745
5.14	-0.10507	0.03828	-0.17862	0.06435	-0.52965	-0.02084
4.71	-0.30335	0.06092	-0.51569	0.10285	-1.25689	-0.06032
4.29	-0.65235	0.08067	-1.10899	0.13664	-2.33841	-0.08259
3.86	-1.196	0.10115	-2.03674	0.17196	-3.82014	-0.0881
3.43	-1.97992	0.12912	-3.36584	0.21994	-5.73506	-0.07623
3.00	-3.04316	0.1665	-5.17334	0.28412	-8.1283	0.06759
2.57	-4.43363	0.21234	-7.53711	0.36248	-11.0463	0.12967
2.14	-6.19236	0.25143	-10.52692	0.42977	-14.52497	0.20777
1.71	-8.36824	0.32171	-14.22587	0.54703	-18.61709	0.30893
1.29	-11.00119	0.35587	-18.70186	0.60641	-23.35638	0.34147
0.86	-14.13213	-0.28689	-24.02438	-0.47814	-28.77976	-0.57008
0.43	-17.80214	-1.06543	-30.26334	-1.7942	-34.92158	-1.64113
0.00	-22.04033	-2.46918	-37.46821	-4.17709	-41.79284	-3.5092

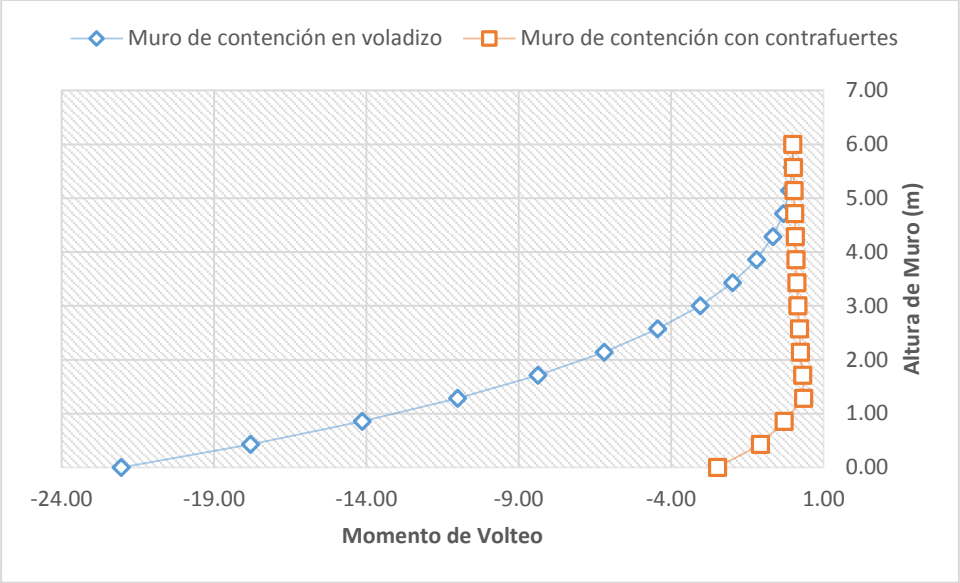
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

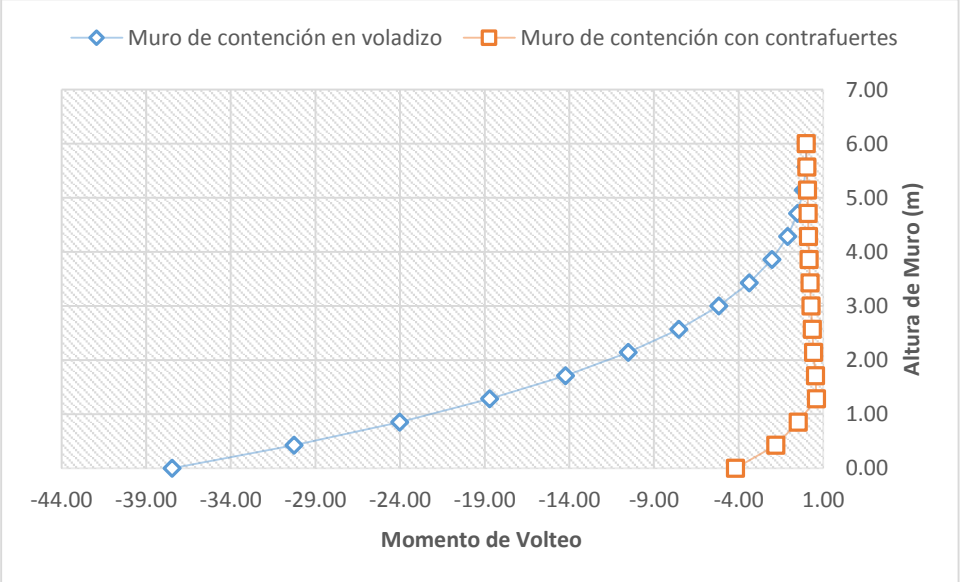
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 22.0403 tnf.m y 2.4692 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 37.4682

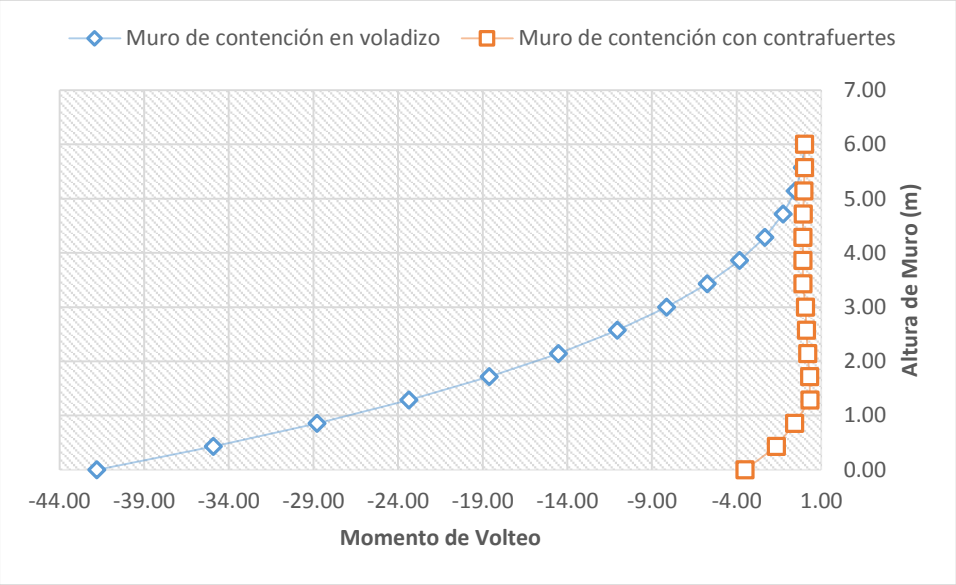
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

tnf.m y 4.1771 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 41.7928 tnf.m y 3.5092 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 6.50 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
6.50	-0.00226	-0.00198	-0.00384	-0.00384	-0.00482	0.01074
6.04	-0.02384	0.01723	-0.04052	0.02901	-0.16473	0.02408
5.57	-0.13042	0.04314	-0.22171	0.07259	-0.68839	-0.0477
5.11	-0.37666	0.06466	-0.64031	0.10924	-1.6256	-0.10584
4.64	-0.81186	0.08045	-1.38015	0.13634	-3.0159	-0.13796

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

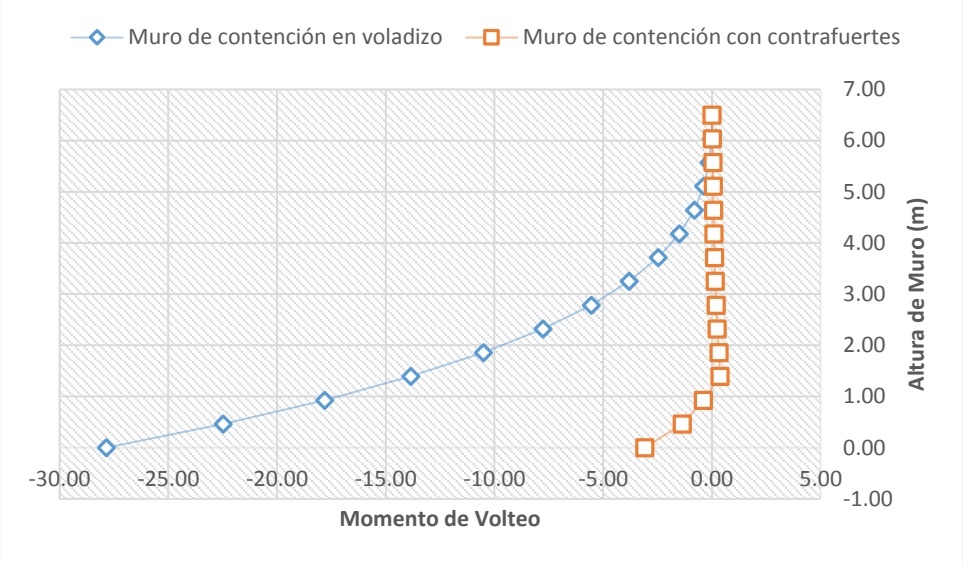
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.18	-1.49356	0.09617	-2.53903	0.16369	-4.91552	-0.14275
3.71	-2.47215	0.11924	-4.20263	0.20346	-7.36647	-0.12764
3.25	-3.80627	0.15362	-6.47062	0.26269	-10.42805	-0.09539
2.79	-5.55301	0.20087	-9.44005	0.34355	-14.15645	0.05688
2.32	-7.76778	0.24453	-13.20511	0.41871	-18.60379	0.14868
1.86	-10.51343	0.32411	-17.87265	0.55144	-23.83852	0.2591
1.39	-13.84293	0.36579	-23.53272	0.62347	-29.90789	0.29951
0.93	-17.81112	-0.39073	-30.27851	-0.65299	-36.86429	-0.78576
0.46	-22.46698	-1.35794	-38.19335	-2.28785	-44.74509	-2.12571
0.00	-27.84784	-3.0914	-47.34067	-5.23016	-53.56262	-4.44694

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



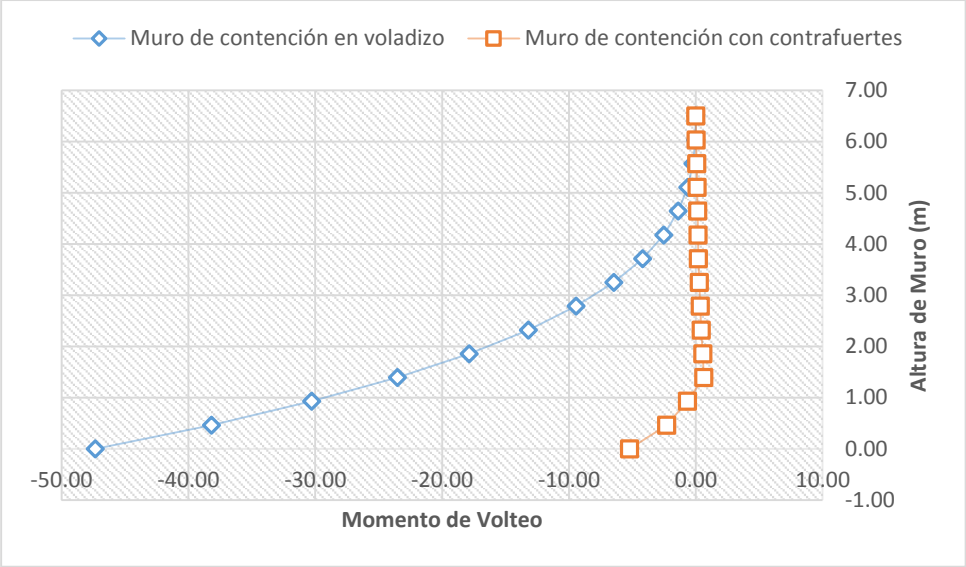
En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 27.8478 tnf.m y 3.0914 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

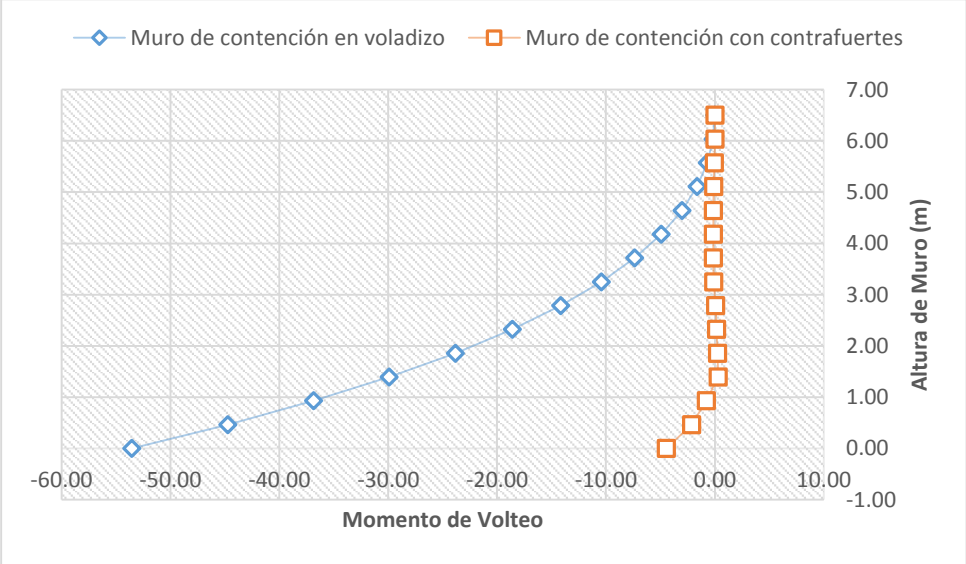
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 47.3407 tnf.m y 5.2302 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 53.5626 tnf.m y 4.4469 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes,

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 7.00 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
7.00	-0.00233	-0.00134	-0.00396	-0.00278	-0.00508	0.00577
6.50	-0.0285	0.01858	-0.04844	0.03127	-0.0285	0.02749
6.00	-0.15736	0.04494	-0.26752	0.07565	-0.84614	-0.07102
5.50	-0.4568	0.06493	-0.77656	0.10969	-1.99764	-0.13966
5.00	-0.98843	0.077	-1.68033	0.13053	-3.70663	-0.17713
4.50	-1.8237	0.08922	-3.10028	0.15187	-6.04281	-0.18483
4.00	-3.02501	0.10896	-5.1425	0.1859	-9.05804	-0.16869
3.50	-4.66805	0.14374	-7.93567	0.24557	-12.8313	-0.1344
3.00	-6.821	0.19684	-11.59565	0.33619	-17.42694	-0.07625
2.50	-9.55853	0.25494	-16.24944	0.43573	-22.92211	0.12847
2.00	-12.9585	0.33721	-22.02935	0.5728	-29.40152	0.26493
1.50	-17.09243	0.4039	-29.05698	0.68765	-36.93574	0.33667
1.00	-22.02871	-0.43144	-37.44859	-0.71689	-45.59139	-0.89199
0.50	-27.83129	-1.6014	-47.31293	-2.68755	-55.42161	-2.54172
0.00	-34.54102	-3.70908	-58.71943	-6.25648	-66.43021	-5.39684

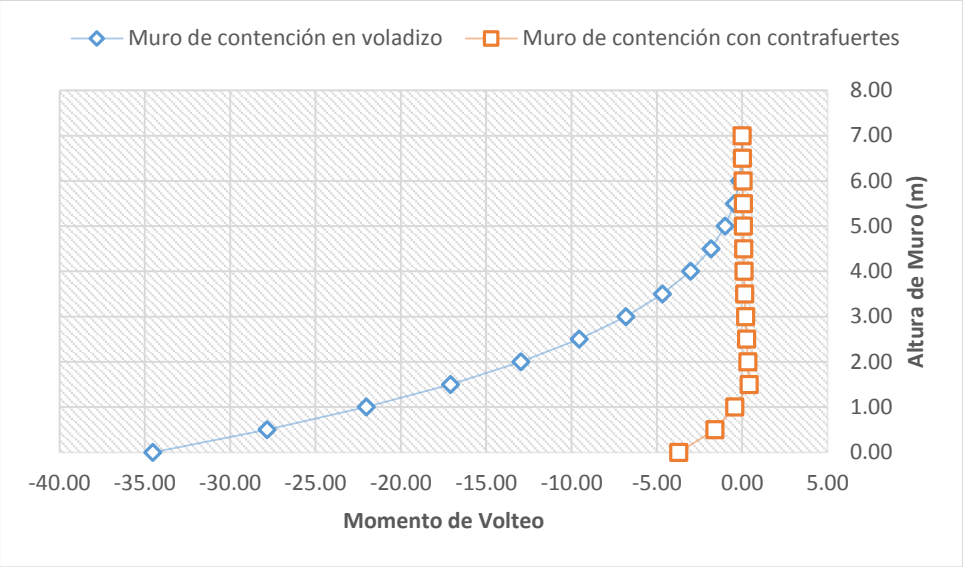
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

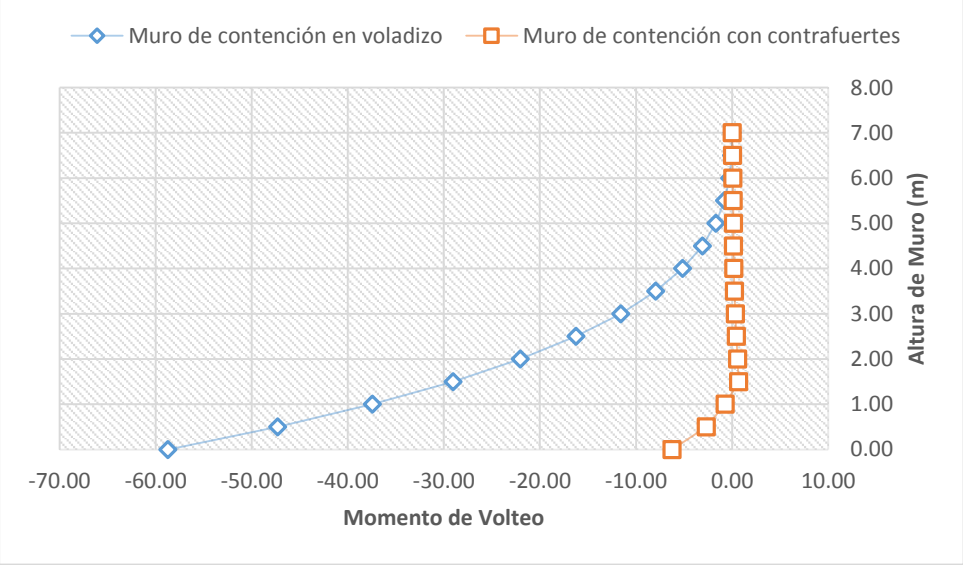
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 34.5410 tnf.m y 3.7091 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 58.7194 tnf.m y 6.2565 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes,

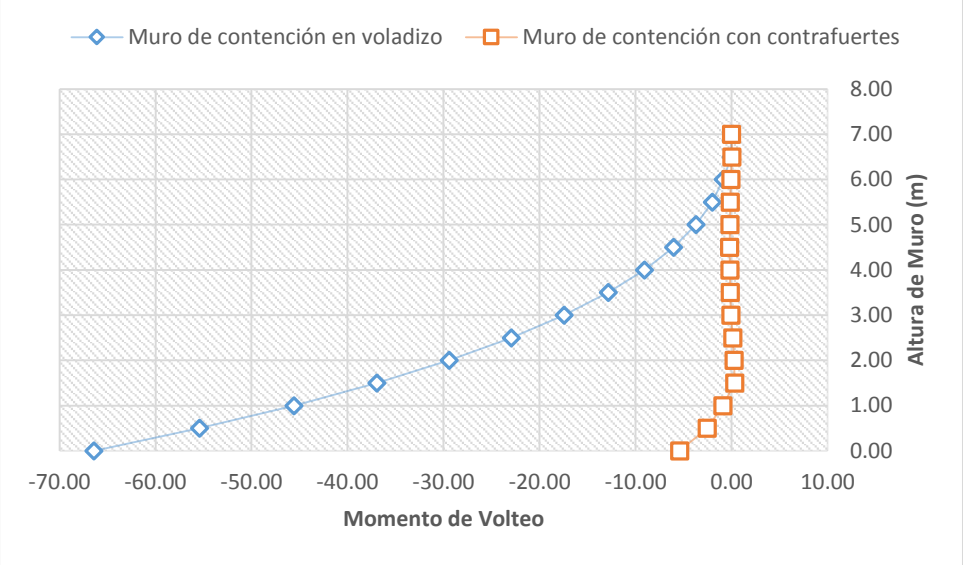
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 66.4302 tnf.m y 5.3968 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 7.50 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
7.50	-0.00172	-0.00089	-0.00293	-0.00199	-0.00334	0.01147
7.03	-0.02456	0.01908	-0.04175	0.03213	-0.19304	0.03365
6.56	-0.13419	0.04776	-0.22813	0.08042	-0.80111	-0.0594
6.09	-0.38569	0.06983	-0.65567	0.11789	-1.87582	-0.13051
5.63	-0.83025	0.08303	-1.41142	0.1405	-3.45852	-0.17442
5.16	-1.52576	0.09171	-2.59378	0.15572	-5.60418	-0.19199
4.69	-2.52324	0.10195	-4.2895	0.17362	-8.3542	-0.19489
4.22	-3.88414	0.11888	-6.60302	0.20304	-11.77127	-0.1809

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

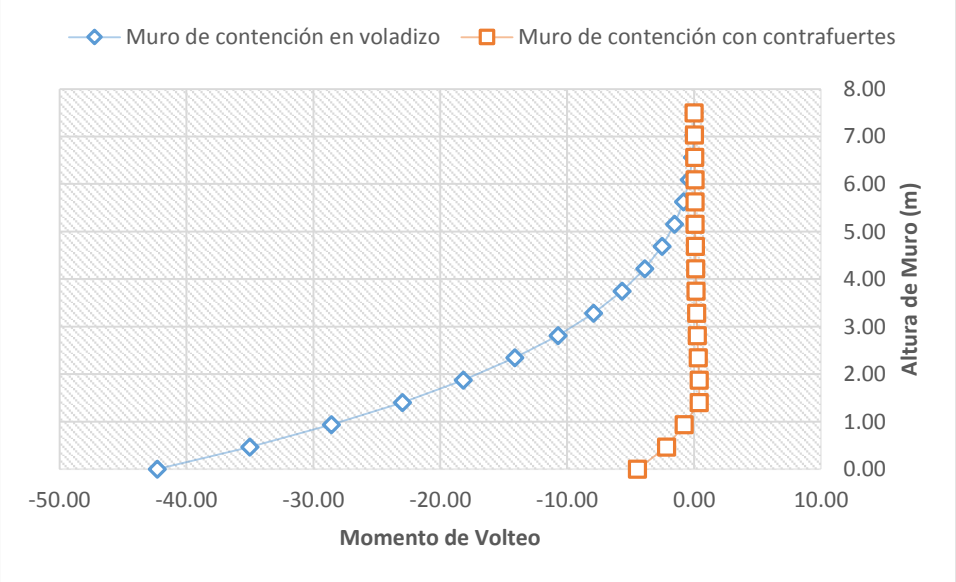
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.75	-5.66055	0.14992	-9.6229	0.2563	-15.89918	-0.14986
3.28	-7.9166	0.198	-13.45816	0.33864	-20.8069	-0.09774
2.81	-10.7142	0.25785	-18.21404	0.44089	-26.55952	0.09476
2.34	-14.11317	0.32406	-23.99223	0.55098	-33.21626	0.21294
1.88	-18.18436	0.41115	-30.91316	0.69937	-40.86141	0.31447
1.41	-22.98476	0.40338	-39.07371	0.6886	-49.5494	-0.44738
0.94	-28.57341	-0.77772	-48.57425	-1.29795	-59.34117	-1.44061
0.47	-34.99887	-2.17381	-59.49734	-3.65486	-70.2717	-3.38037
0.00	-42.28889	-4.46787	-71.89016	-7.54131	-82.32863	-6.48101

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



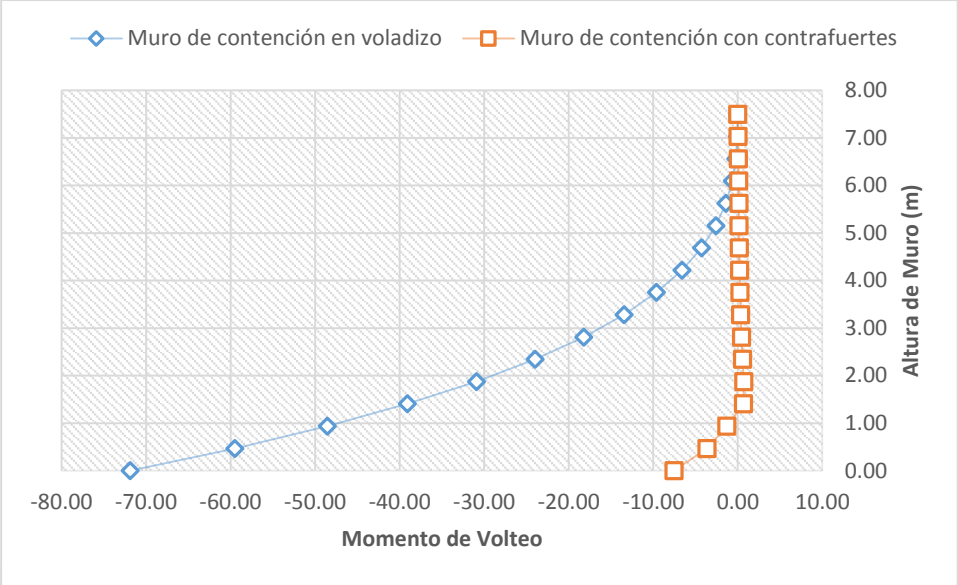
En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 42.2889 tnf.m y 4.4679 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

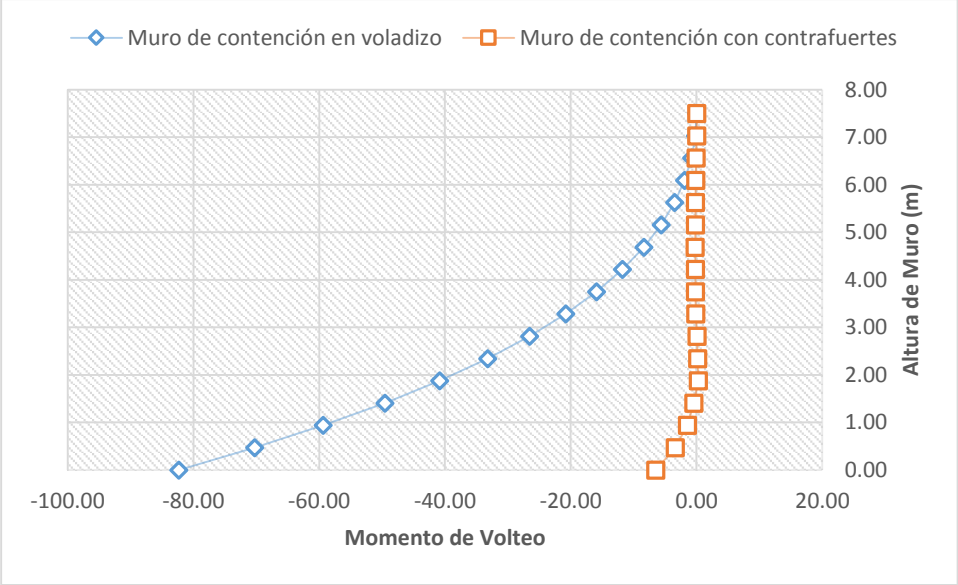
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 71.8902 tnf.m y 7.5413 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 7.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 82.3286

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

tnf.m y 6.4810 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 8.00 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
8.00	-0.00132	0.00298	-0.00224	0.00457	-0.00165	-0.00697
7.50	-0.02913	0.02254	-0.04952	0.03797	-0.23852	0.04394
7.00	-0.15979	0.05536	-0.27165	0.09324	-0.98682	-0.07122
6.50	-0.45983	0.07956	-0.78171	0.13428	-2.30396	-0.14982
6.00	-0.99168	0.09285	-1.68585	0.15708	-4.24029	-0.19632
5.50	-1.82506	0.10028	-3.1026	0.17026	-6.86123	-0.21566
5.00	-3.02221	0.10869	-5.13775	0.18518	-10.2172	-0.22177
4.50	-4.65693	0.12434	-7.91676	0.21262	-14.38253	-0.21239
4.00	-6.79202	0.15628	-11.54638	0.26765	-19.40883	-0.18413
3.50	-9.5076	0.20933	-16.16284	0.35863	-25.38492	-0.12929
3.00	-12.87575	0.27873	-21.88863	0.47721	-32.38242	0.08422
2.50	-16.97488	0.35637	-28.85705	0.60656	-40.48592	0.21468
2.00	-21.89396	0.45825	-37.21932	0.77991	-49.80394	0.33209
1.50	-27.70577	0.45437	-47.09916	0.77522	-60.41086	-0.5146
1.00	-34.49021	-0.90412	-58.63235	-1.51224	-72.39814	-1.6722
0.50	-42.30282	-2.57058	-71.91337	-4.32751	-85.80325	-3.98134
0.00	-51.17935	-5.3087	-87.00288	-8.96814	-100.62234	-7.67708

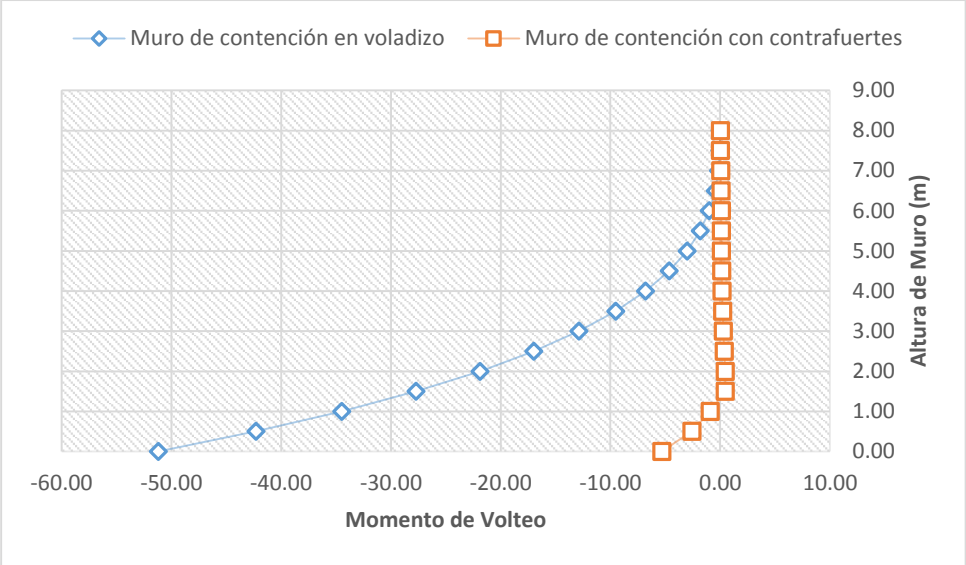
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

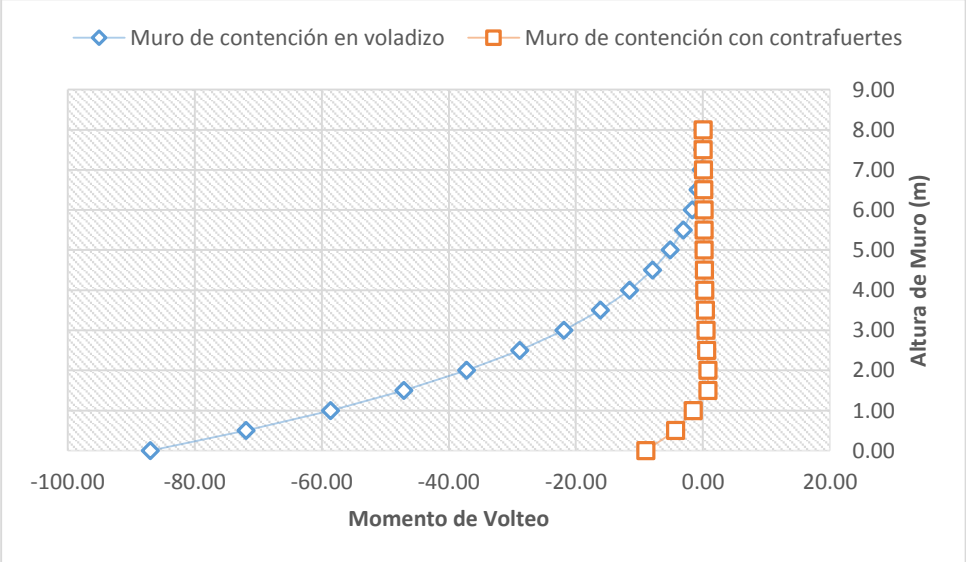
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 51.1794 tnf.m y 5.3087 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 87.0029 tnf.m y 8.9681 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes,

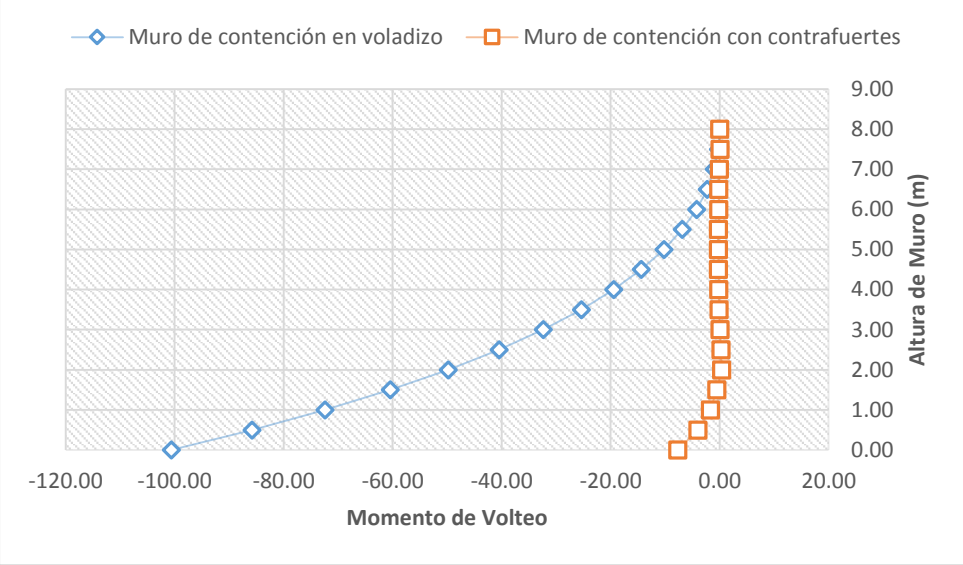
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 100.6223 tnf.m y 7.6771 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 8.50 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
8.50	-0.00092	0.00148	-0.00156	0.00198	-0.00057	0.01117
7.97	-0.03397	0.0248	-0.05775	0.04179	-0.28284	0.04969
7.44	-0.1873	0.06037	-0.31841	0.10171	-1.16969	-0.08246
6.91	-0.54018	0.08576	-0.91831	0.14478	-2.72945	-0.16232
6.38	-1.16773	0.09857	-1.98515	0.16681	-5.0228	-0.20553
5.84	-2.15322	0.10415	-3.66047	0.17687	-8.12798	-0.14575
5.31	-3.5714	0.1092	-6.07137	0.18616	-12.10602	-0.22884

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

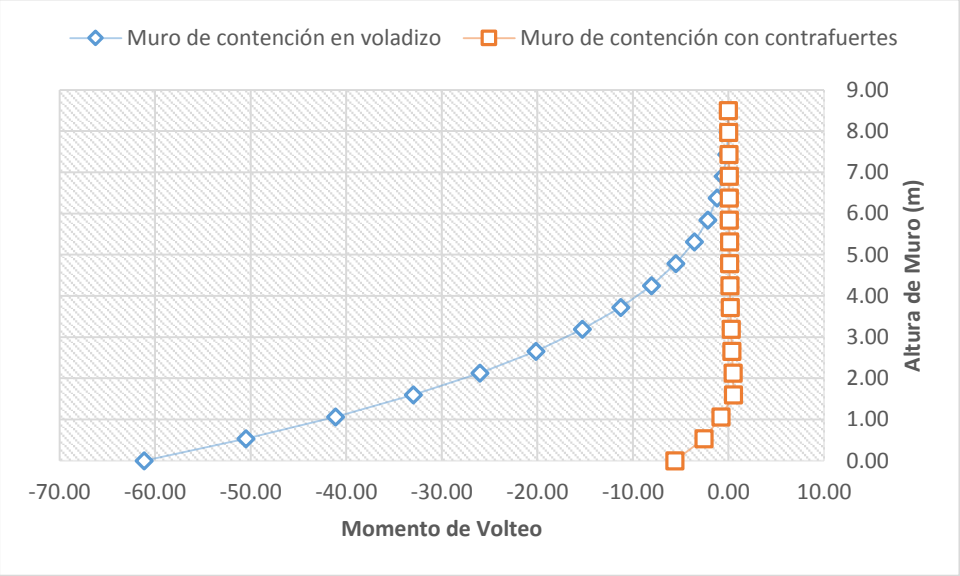
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.78	-5.51005	0.1201	-9.36707	0.2056	-17.04495	-0.22369
4.25	-8.0449	0.14762	-13.6763	0.25324	-23.00819	-0.20161
3.72	-11.27146	0.19988	-19.16141	0.34295	-30.10029	-0.14903
3.19	-15.27493	0.27828	-25.96725	0.47679	-38.40545	-0.06636
2.66	-20.15646	0.3542	-34.26574	0.60655	-48.04086	0.20586
2.13	-26.02308	0.48171	-44.23882	0.8201	-59.13778	0.36233
1.59	-32.97097	0.53119	-56.04998	0.90498	-71.80485	0.3978
1.06	-41.09969	-0.77848	-69.8684	-1.30474	-86.16166	-1.50042
0.53	-50.48195	-2.55767	-85.8177	-4.31221	-102.2681	-3.96078
0.00	-61.15512	-5.60047	-103.96138	-9.47184	-120.11099	-8.056

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



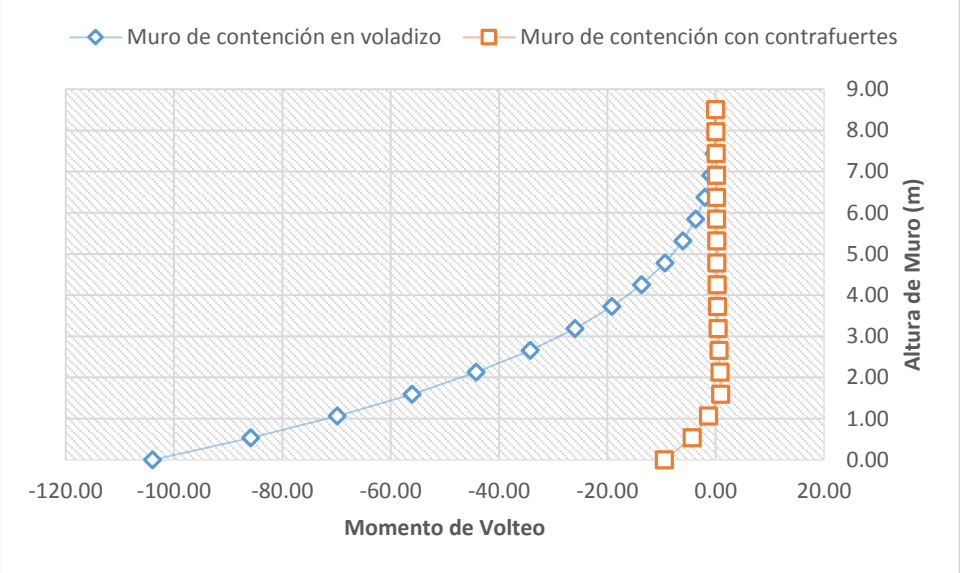
En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 61.1551 tnf.m y 5.6005 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

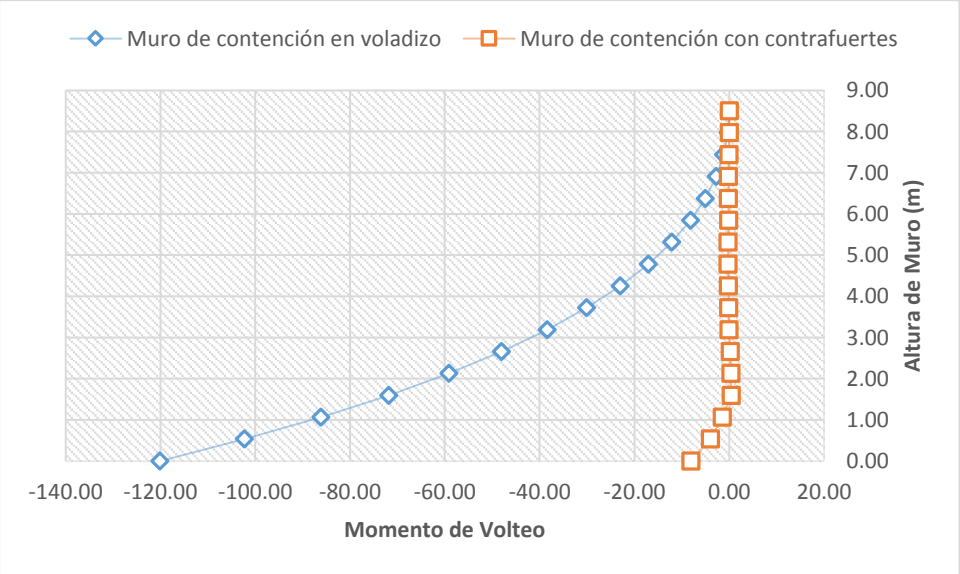
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 103.9614 tnf.m y 9.4718 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 8.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 120.1109 tnf.m y 8.0560 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 9.00 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
9.00	-0.00051	0.00228	-0.00086	0.00741	-0.00058	0.01624
8.50	-0.0295	0.02453	-0.05015	0.04134	-0.26782	0.05395
8.00	-0.16097	0.06129	-0.27365	0.10325	-1.10203	0.07811
7.50	-0.46041	0.08924	-0.78269	0.15058	-2.55692	-0.15645
7.00	-0.9908	0.10559	-1.68436	0.17847	-4.68356	-0.20469
6.50	-1.82074	0.11422	-3.09526	0.19359	-7.54488	-0.22549
6.00	-3.01261	0.11943	-5.12143	0.20302	-11.1914	-0.23606
5.50	-4.63818	0.12491	-7.88489	0.21319	-15.69303	-0.23942
5.00	-6.75918	0.13778	-11.49058	0.23595	-21.09925	-0.23543
4.50	-9.45303	0.16507	-16.0701	0.28349	-27.49199	-0.21389
4.00	-12.78221	0.13576	-21.72968	0.37025	-34.92252	-0.16811
3.50	-16.83411	0.28926	-28.61783	0.49638	-43.49402	-0.0927
3.00	-21.68451	0.37319	-36.86339	0.6394	-53.28795	0.15474
2.50	-27.42041	0.47347	-46.61425	0.80724	-64.40688	0.18224
2.00	-34.14276	0.57246	-58.04193	0.97507	-76.98646	0.41059
1.50	-41.93097	0.51456	-71.28144	0.87754	-91.11727	-0.74001
1.00	-50.8753	-1.26747	-86.48613	-2.13351	-106.91637	-2.24354
0.50	-61.02967	-3.32419	-103.74768	-5.61523	-124.42102	-5.07132
0.00	-72.4187	-6.59374	-123.10784	-11.16327	-143.60743	-9.46353

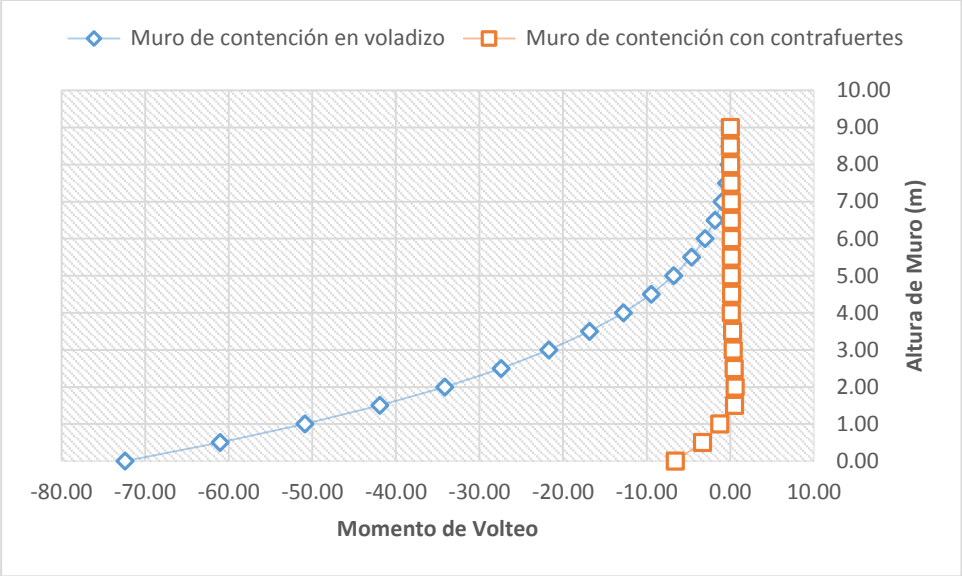
De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

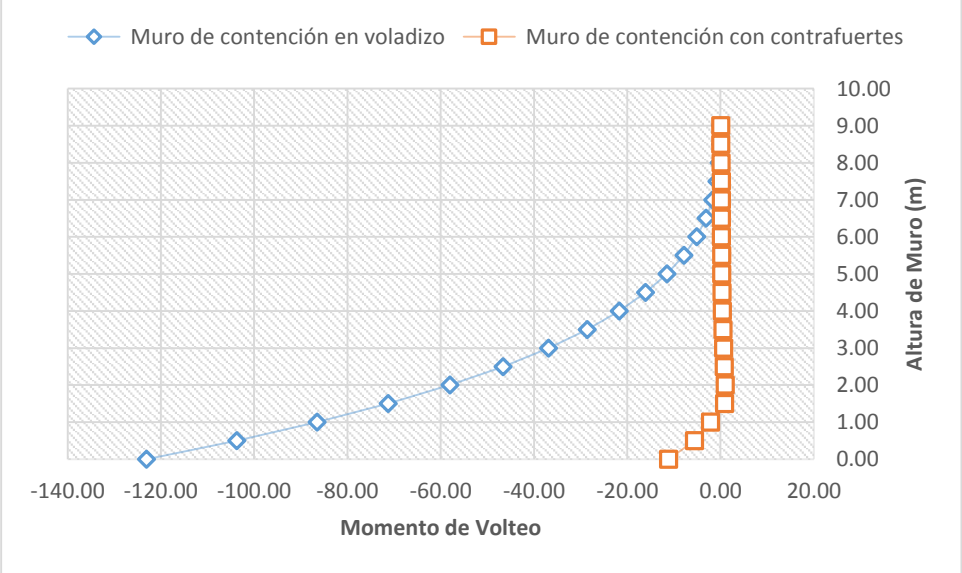
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 72.4187 tnf.m y 6.5937 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 123.1078 tnf.m y 11.1633 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes,

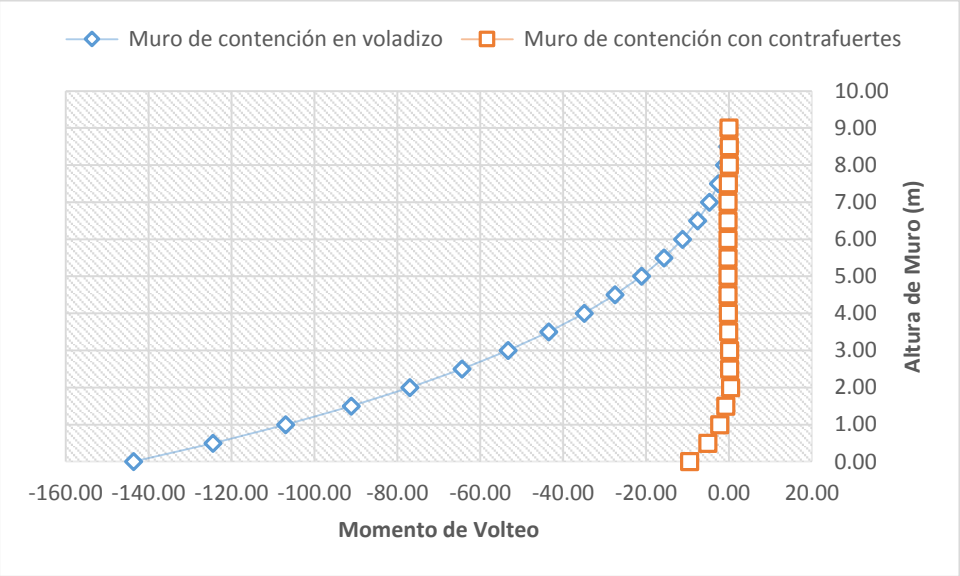
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.00 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 143.6074 tnf.m y 9.4635 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Muro de Contención H = 9.50 m.

	Momento de Volteo					
	U = CM + Ce		U2 = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM + CE) + CS	
Altura de Muro (m)	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte
9.50	-0.00021	0.0027	-0.00036	0.00419	-0.00159	-0.00697
9.03	-0.02631	0.02381	-0.04473	0.04016	-0.25704	0.05549
8.55	-0.14221	0.06055	-0.24175	0.10211	-1.05343	0.08265
8.08	-0.40356	0.08937	-0.68606	0.15087	-2.43306	-0.17038
7.60	-0.86486	0.10717	-1.47026	0.18114	-4.44051	-0.23008
7.13	-1.58412	0.11663	-2.693	0.1975	-7.12787	-0.26022

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

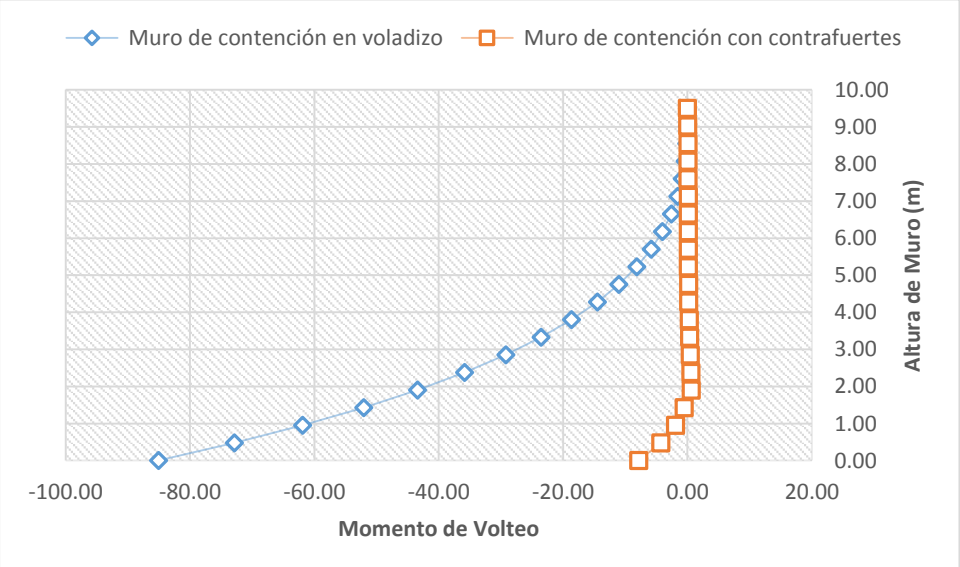
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

6.65	-2.61534	0.12134	-4.44607	0.20596	-10.53914	-0.28039
6.18	-4.01868	0.12368	-6.83175	0.21059	-14.73113	-0.292
5.70	-5.84723	0.12756	-9.94027	0.21802	-19.7462	-0.2991
5.23	-8.16497	0.13932	-13.88043	0.23907	-25.64924	-0.30034
4.75	-11.02412	0.16526	-18.74097	0.28432	-32.48095	-0.28577
4.28	-14.49585	0.21194	-24.64286	0.36487	-40.32134	-0.24882
3.80	-18.63331	0.28252	-31.67649	0.48582	-49.21353	-0.18602
3.33	-23.51893	0.36701	-39.98194	0.6302	-59.26176	-0.1036
2.85	-29.22502	0.44783	-49.68211	0.76502	-70.55363	0.18423
2.38	-35.82567	0.55847	-60.90297	0.95276	-83.17456	0.30296
1.90	-43.42214	0.58481	-73.81654	0.99699	-97.27404	-0.34466
1.43	-52.07919	-0.55699	-88.53293	-0.93484	-112.9252	-1.35413
0.95	-61.8851	-1.93192	-105.20209	-3.26025	-130.25322	-3.29798
0.48	-72.87526	-4.30681	-123.88421	-7.28338	-149.26979	-6.56644
0.00	-85.06833	-7.8577	-144.6109	-13.31113	-169.95018	-11.35167

De la tabla anterior, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención; voladizo y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



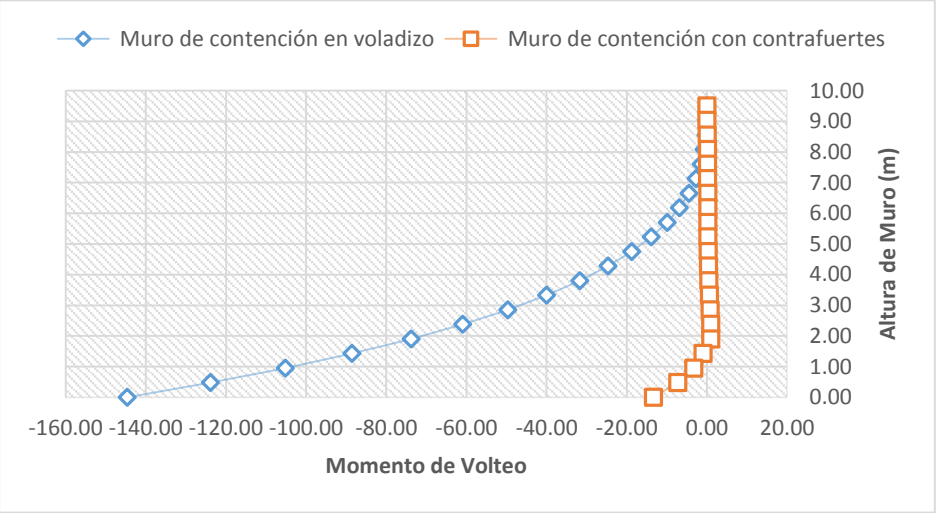
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 85.0683 tnf.m y 7.8577 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4CM + 1.7CE)



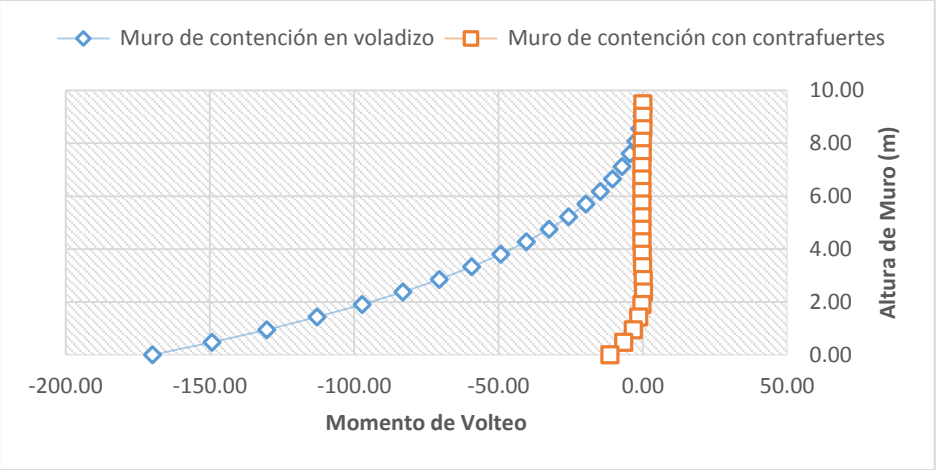
En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 144.6109 tnf.m y 13.3111 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 9.50 m debido a cargas últimas (U3 = 1.25(CM + CE) + CS)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



En la gráfica y tabla anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los, siendo los mayores momentos 169.9502 tnf.m y 11.3517 tnf.m para los muros en voladizo y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANEXO Nº04: PLANILLA DE METRADOS Y PRESUPUESTO

(ANALISIS COMPARATIVO ECONOMICO)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS

Proyecto de Tesis: "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"

Sub Presupuesto: 1.- MURO EN VOLADIZO
Ubicación: AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION
Distrito: JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO
Provincia: AREQUIPA **Region:** AREQUIPA **Fecha:** dic-19

METRADOS - MURO EN VOLADIZO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
01	ESTRUCTURAS - MUROS EN VOLADIZO									
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO									
01.01.01	MURO TIPO C - H=2.00 m									
01.01.01.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						207.31	**207.31**
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**6.30**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		1.50	0.30		2.00	0.90	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.30		2.00	5.40	
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	1.50	0.30			4.05	**4.05**
01.01.01.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						225.12	**225.12**
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		1.70		2.00	30.60	**30.60**
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			0.43		3.83	**3.83**
01.01.02	MURO TIPO D - H=2.50 m									
01.01.02.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.02.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						457.44	**457.44**
01.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**8.60**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		1.75	0.40		2.00	1.40	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.40		2.00	7.20	
01.01.02.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.00	1.75	0.40				6.30	**6.30**
01.01.02.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						283.08	**283.08**
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	9.00		2.10		2.00		37.80	**37.80**
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.00			0.53			4.73	**4.73**
01.01.03	MURO TIPO E - H=3.00 m									
01.01.03.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						505.15	**505.15**
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**8.80**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		2.00	0.40		2.00	1.60	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.40		2.00	7.20	
01.01.03.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	2.00	0.40			7.20	**7.20**
01.01.03.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						349.02	**349.02**
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		2.60		2.00	46.80	**46.80**
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			0.65		5.85	**5.85**
01.01.04	MURO TIPO F - H=3.50 m									
01.01.04.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.04.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						636.36	**636.36**
01.01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**9.20**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		2.50	0.40		2.00	2.00	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.40		2.00	7.20	
01.01.04.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	2.50	0.40			9.00	**9.00**
01.01.04.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						503.40	**503.40**
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		3.10		2.00	55.80	**55.80**
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			0.78		6.98	**6.98**
01.01.05	MURO TIPO G - H=4.00 m									
01.01.05.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						684.07	**684.07**
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**9.40**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		2.75	0.40		2.00	2.20	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.40		2.00	7.20	
01.01.05.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	2.75	0.40			9.90	**9.90**
01.01.05.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						739.49	**739.49**
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		3.60		2.00	64.80	**64.80**
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			0.90		8.10	**8.10**
01.01.06	MURO TIPO H - H=4.50 m									

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS

Proyecto de Tesis: "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"

Sub Presupuesto: 1.- MURO EN VOLADIZO
Ubicación: AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION
Distrito: JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO
Provincia: AREQUIPA **Region:** AREQUIPA **Fecha:** dic-19

METRADOS - MURO EN VOLADIZO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
01.01.06.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.06.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						761.60	**761.60**
01.01.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**10.80**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		3.00	0.45		2.00	2.70	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.45		2.00	8.10	
01.01.06.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	3.00	0.45			12.15	**12.15**
01.01.06.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						977.42	**977.42**
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		4.05		2.00	72.90	**72.90**
01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			1.01		9.11	**9.11**
01.01.07	MURO TIPO I - H=5.00 m									
01.01.07.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,059.47	**1,059.47**
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**12.50**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		3.50	0.50		2.00	3.50	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.50		2.00	9.00	
01.01.07.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	3.50	0.50			15.75	**15.75**
01.01.07.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.07.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,268.21	**1,268.21**
01.01.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		4.50		2.00	81.00	**81.00**
01.01.07.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			1.24		11.14	**11.14**
01.01.08	MURO TIPO J - H=5.50 m									
01.01.08.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,237.22	**1,237.22**
01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**14.03**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		3.75	0.55		2.00	4.13	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.55		2.00	9.90	
01.01.08.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	3.75	0.55			18.56	**18.56**
01.01.08.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,511.36	**1,511.36**
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		4.95		2.00	89.10	**89.10**
01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			1.49		13.37	**13.37**
01.01.09	MURO TIPO K - H=6.00 m									
01.01.09.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,701.30	**1,701.30**
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**15.90**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		4.25	0.60		2.00	5.10	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.60		2.00	10.80	
01.01.09.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	4.25	0.60			22.95	**22.95**
01.01.09.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,893.57	**1,893.57**
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		5.40		2.00	97.20	**97.20**
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			1.62		14.58	**14.58**
01.01.10	MURO TIPO L - H=6.50 m									
01.01.10.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.10.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						2,038.94	**2,038.94**
01.01.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**17.55**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		4.50	0.65		2.00	5.85	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.65		2.00	11.70	
01.01.10.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	4.50	0.65			26.33	**26.33**
01.01.10.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.10.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						2,463.47	**2,463.47**
01.01.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		5.85		2.00	105.30	**105.30**
01.01.10.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			1.90		17.11	**17.11**
01.01.11	MURO TIPO M - H=7.00 m									
01.01.11.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.11.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						2,174.34	**2,174.34**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS

Proyecto de Tesis: "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"

Sub Presupuesto: 1.- MURO EN VOLADIZO
Ubicación: AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION
Distrito: JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO
Provincia: AREQUIPA **Region:** AREQUIPA **Fecha:** dic-19

METRADOS - MURO EN VOLADIZO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
01.01.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								19.25
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		4.75	0.70		2.00	6.65	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.70		2.00	12.60	
01.01.11.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	4.75	0.70			29.93	29.93
01.01.11.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.11.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						3,156.32	3,156.32
01.01.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		6.30		2.00	113.40	113.40
01.01.11.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			2.05		18.43	18.43
01.01.12	MURO TIPO N - H=7.50 m									
01.01.12.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.12.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						2,787.79	2,787.79
01.01.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								21.38
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		5.25	0.75		2.00	7.88	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.75		2.00	13.50	
01.01.12.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	5.25	0.75			35.44	35.44
01.01.12.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.12.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						3,524.49	3,524.49
01.01.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		6.75		2.00	121.50	121.50
01.01.12.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			2.36		21.26	21.26
01.01.13	MURO TIPO O - H=8.00 m									
01.01.13.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.13.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						3,667.31	3,667.31
01.01.13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								23.60
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		5.75	0.80		2.00	9.20	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.80		2.00	14.40	
01.01.13.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	5.75	0.80			41.40	41.40
01.01.13.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.13.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						3,971.30	3,971.30
01.01.13.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		7.20		2.00	129.60	129.60
01.01.13.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			2.70		24.30	24.30
01.01.14	MURO TIPO P - H=8.50 m									
01.01.14.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.14.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						4,285.47	4,285.47
01.01.14.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								25.50
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		6.00	0.85		2.00	10.20	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.85		2.00	15.30	
01.01.14.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	6.00	0.85			45.90	45.90
01.01.14.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.14.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						5,394.57	5,394.57
01.01.14.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		7.65		2.00	137.70	137.70
01.01.14.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			2.87		25.82	25.82
01.01.15	MURO TIPO Q - H=9.00 m									
01.01.15.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.15.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						4,629.65	4,629.65
01.01.15.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								27.90
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		6.50	0.90		2.00	11.70	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.90		2.00	16.20	
01.01.15.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	6.50	0.90			52.65	52.65
01.01.15.02	PANTALLA EN VOLADIZO									
01.01.15.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						6,081.80	6,081.80
01.01.15.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		8.10		2.00	145.80	145.80
01.01.15.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			3.24		29.16	29.16
01.01.16	MURO TIPO R - H=9.50 m									
01.01.16.01	CIMENTACION - ZAPATA									
01.01.16.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						5,688.79	5,688.79
01.01.16.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								29.93
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		6.75	0.95		2.00	12.83	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.95		2.00	17.10	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS

Proyecto de Tesis: "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"

Sub Presupuesto: 1.- MURO EN VOLADIZO

Ubicación: AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION

Distrito: JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO

Provincia: AREQUIPA **Region:** AREQUIPA **Fecha:** dic-19

METRADOS - MURO EN VOLADIZO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
01.01.16.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	6.75	0.95			57.71	**57.71**
01.01.16.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**									
01.01.16.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						6,439.45	**6,439.45**
01.01.16.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO.	M2	1.00	9.00		8.55		2.00	153.90	**153.90**
01.01.16.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	1.00	9.00			3.63		32.70	**32.70**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS

Proyecto de Tesis: "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"

Sub Presupuesto: 2.- MURO CON CONTRAFUERTE
Ubicación: AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION
Distrito: JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO
Provincia: AREQUIPA **Region:** AREQUIPA **Fecha:** dic-19

METRADOS - MURO CON CONTRAFUERTE

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
02	ESTRUCTURAS - MUROS CON CONTRAFUERTE									
02.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO									
02.01.01	MURO TIPO C - H=2.00 m									
02.01.01.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						284.93	**284.93**
02.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**6.30**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		1.50	0.30		2.00	0.90	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.30		2.00	5.40	
02.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	1.50	0.30			4.05	**4.05**
02.01.01.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.01.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								**378.48**
	PANTALLA		1.00						280.31	
	CONTRAFUERTE		1.00						98.17	
02.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								**37.08**
	PANTALLA		1.00	9.00		1.70		2.00	30.60	
	CONTRAFUERTE		4.00				0.81	2.00	6.48	
02.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								**4.47**
	PANTALLA		1.00	9.00			0.43		3.83	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		0.81		0.65	
02.01.02	MURO TIPO D - H=2.50 m									
02.01.02.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.02.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						457.44	**457.44**
02.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**8.60**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		1.75	0.40		2.00	1.40	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.40		2.00	7.20	
02.01.02.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	1.75	0.40			6.30	**6.30**
02.01.02.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.02.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								**437.92**
	PANTALLA		1.00						310.13	
	CONTRAFUERTE		1.00						127.79	
02.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								**47.88**
	PANTALLA		1.00	9.00		2.10		2.00	37.80	
	CONTRAFUERTE		4.00				1.26	2.00	10.08	
02.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								**5.73**
	PANTALLA		1.00	9.00			0.53		4.73	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		1.26		1.01	
02.01.03	MURO TIPO E - H=3.00 m									
02.01.03.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.03.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						505.15	**505.15**
02.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**8.80**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		2.00	0.40		2.00	1.60	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.40		2.00	7.20	
02.01.03.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	2.00	0.40			7.20	**7.20**
02.01.03.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.03.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								**518.67**
	PANTALLA		1.00						339.95	
	CONTRAFUERTE		1.00						178.72	
02.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								**61.92**
	PANTALLA		1.00	9.00		2.60		2.00	46.80	
	CONTRAFUERTE		4.00				1.89	2.00	15.12	
02.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								**7.36**
	PANTALLA		1.00	9.00			0.65		5.85	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		1.89		1.51	
02.01.04	MURO TIPO F - H=3.50 m									
02.01.04.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.04.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						636.36	**636.36**
02.01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**9.20**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		2.50	0.40		2.00	2.00	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.40		2.00	7.20	
02.01.04.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	2.50	0.40			9.00	**9.00**
02.01.04.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.04.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								**612.22**
	PANTALLA		1.00						369.77	
	CONTRAFUERTE		1.00						242.46	
02.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								**78.12**
	PANTALLA		1.00	9.00		3.10		2.00	55.80	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS

Proyecto de Tesis: "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"

Sub Presupuesto: 2.- MURO CON CONTRAFUERTE
Ubicación: AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION
Distrito: JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO
Provincia: AREQUIPA **Region:** AREQUIPA **Fecha:** dic-19

METRADOS - MURO CON CONTRAFUERTE

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
	CONTRAFUERTE		4.00				2.79	2.00	22.32	
02.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								**9.21**
	PANTALLA		1.00	9.00			0.78		6.98	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		2.79		2.23	
02.01.05	MURO TIPO G - H=4.00 m									
02.01.05.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.05.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						684.07	**684.07**
02.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**9.40**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		2.75	0.40		2.00	2.20	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.40		2.00	7.20	
02.01.05.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	2.75	0.40			9.90	**9.90**
02.01.05.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.05.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								**698.98**
	PANTALLA		1.00						399.59	
	CONTRAFUERTE		1.00						299.39	
02.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								**94.32**
	PANTALLA		1.00	9.00		3.60		2.00	64.80	
	CONTRAFUERTE		4.00				3.69	2.00	29.52	
02.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								**11.05**
	PANTALLA		1.00	9.00			0.90		8.10	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		3.69		2.95	
02.01.06	MURO TIPO H - H=4.50 m									
02.01.06.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.06.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						761.60	**761.60**
02.01.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**10.80**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		3.00	0.45		2.00	2.70	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.45		2.00	8.10	
02.01.06.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	3.00	0.45			12.15	**12.15**
02.01.06.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.06.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								**795.92**
	PANTALLA		1.00						429.41	
	CONTRAFUERTE		1.00						366.51	
02.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								**107.70**
	PANTALLA		1.00	9.00		4.05		2.00	72.90	
	CONTRAFUERTE		4.00				4.35	2.00	34.80	
02.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								**12.59**
	PANTALLA		1.00	9.00			1.01		9.11	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		4.35		3.48	
02.01.07	MURO TIPO I - H=5.00 m									
02.01.07.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.07.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,059.47	**1,059.47**
02.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**12.50**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		3.50	0.50		2.00	3.50	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.50		2.00	9.00	
02.01.07.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	3.50	0.50			15.75	**15.75**
02.01.07.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.07.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								**916.07**
	PANTALLA		1.00						459.23	
	CONTRAFUERTE		1.00						456.84	
02.01.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								**127.80**
	PANTALLA		1.00	9.00		4.50		2.00	81.00	
	CONTRAFUERTE		4.00				5.85	2.00	46.80	
02.01.07.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								**15.82**
	PANTALLA		1.00	9.00			1.24		11.14	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		5.85		4.68	
02.01.08	MURO TIPO J - H=5.50 m									
02.01.08.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.08.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,136.30	**1,136.30**
02.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								**14.03**
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		3.75	0.55		2.00	4.13	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.55		2.00	9.90	
02.01.08.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	3.75	0.55			18.56	**18.56**
02.01.08.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.08.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								**1,042.11**
	PANTALLA		1.00						489.05	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS

Proyecto de Tesis: "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"

Sub Presupuesto: 2.- MURO CON CONTRAFUERTE
Ubicación: AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION
Distrito: JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO
Provincia: AREQUIPA **Region:** AREQUIPA **Fecha:** dic-19

METRADOS - MURO CON CONTRAFUERTE

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
	CONTRAFUERTE		1.00						553.06	
02.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								144.54
	PANTALLA		1.00	9.00		4.95		2.00	89.10	
	CONTRAFUERTE		4.00				6.93	2.00	55.44	
02.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								18.91
	PANTALLA		1.00	9.00			1.49		13.37	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		6.93		5.54	
02.01.09	**MURO TIPO K - H=6.00 m**									
02.01.09.01	**CIMENTACION - ZAPATA**									
02.01.09.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,701.30	1,701.30
02.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								15.90
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		4.25	0.60		2.00	5.10	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.60		2.00	10.80	
02.01.09.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	4.25	0.60			22.95	22.95
02.01.09.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**									
02.01.09.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								1,177.73
	PANTALLA		1.00						518.87	
	CONTRAFUERTE		1.00						658.86	
02.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								168.48
	PANTALLA		1.00	9.00		5.40		2.00	97.20	
	CONTRAFUERTE		4.00				8.91	2.00	71.28	
02.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								21.71
	PANTALLA		1.00	9.00			1.62		14.58	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		8.91		7.13	
02.01.10	**MURO TIPO L - H=6.50 m**									
02.01.10.01	**CIMENTACION - ZAPATA**									
02.01.10.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,822.36	1,822.36
02.01.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								17.55
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		4.50	0.65		2.00	5.85	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.65		2.00	11.70	
02.01.10.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	4.50	0.65			26.33	26.33
02.01.10.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**									
02.01.10.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								1,372.48
	PANTALLA		1.00						548.69	
	CONTRAFUERTE		1.00						823.79	
02.01.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								187.22
	PANTALLA		1.00	9.00		5.85		2.00	105.30	
	CONTRAFUERTE		4.00				10.24	2.00	81.92	
02.01.10.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								25.30
	PANTALLA		1.00	9.00			1.90		17.11	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		10.24		8.19	
02.01.11	**MURO TIPO M - H=7.00 m**									
02.01.11.01	**CIMENTACION - ZAPATA**									
02.01.11.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						1,943.41	1,943.41
02.01.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								19.25
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		4.75	0.70		2.00	6.65	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.70		2.00	12.60	
02.01.11.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	4.75	0.70			29.93	29.93
02.01.11.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**									
02.01.11.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								1,469.63
	PANTALLA		1.00						620.26	
	CONTRAFUERTE		1.00						849.37	
02.01.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								204.12
	PANTALLA		1.00	9.00		6.30		2.00	113.40	
	CONTRAFUERTE		4.00				11.34	2.00	90.72	
02.01.11.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								27.50
	PANTALLA		1.00	9.00			2.05		18.43	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		11.34		9.07	
02.01.12	**MURO TIPO N - H=7.50 m**									
02.01.12.01	**CIMENTACION - ZAPATA**									
02.01.12.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						2,300.15	2,300.15
02.01.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								21.38
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		5.25	0.75		2.00	7.88	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.75		2.00	13.50	
02.01.12.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	5.25	0.75			35.44	35.44

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS

Proyecto de Tesis: "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"

Sub Presupuesto: 2.- MURO CON CONTRAFUERTE
Ubicación: AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION
Distrito: JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO
Provincia: AREQUIPA **Region:** AREQUIPA **Fecha:** dic-19

METRADOS - MURO CON CONTRAFUERTE

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
02.01.12.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.12.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								1,727.16
	PANTALLA		1.00						653.06	
	CONTRAFUERTE		1.00						1,074.10	
02.01.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								230.86
	PANTALLA		1.00	9.00		6.75		2.00	121.50	
	CONTRAFUERTE		4.00				13.67	2.00	109.36	
02.01.12.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								32.20
	PANTALLA		1.00	9.00			2.36		21.26	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		13.67		10.94	
02.01.13	MURO TIPO O - H=8.00 m									
02.01.13.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.13.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						3,361.89	3,361.89
02.01.13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								23.60
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		5.75	0.80		2.00	9.20	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.80		2.00	14.40	
02.01.13.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	5.75	0.80			41.40	41.40
02.01.13.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.13.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								2,057.68
	PANTALLA		1.00						757.43	
	CONTRAFUERTE		1.00						1,300.25	
02.01.13.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								259.20
	PANTALLA		1.00	9.00		7.20		2.00	129.60	
	CONTRAFUERTE		4.00				16.20	2.00	129.60	
02.01.13.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								37.26
	PANTALLA		1.00	9.00			2.70		24.30	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		16.20		12.96	
02.01.14	MURO TIPO P - H=8.50 m									
02.01.14.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.14.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						3,536.22	3,536.22
02.01.14.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								25.50
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		6.00	0.85		2.00	10.20	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.85		2.00	15.30	
02.01.14.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	6.00	0.85			45.90	45.90
02.01.14.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.14.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								2,376.59
	PANTALLA		1.00						921.44	
	CONTRAFUERTE		1.00						1,455.15	
02.01.14.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								283.06
	PANTALLA		1.00	9.00		7.65		2.00	137.70	
	CONTRAFUERTE		4.00				18.17	2.00	145.36	
02.01.14.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								40.36
	PANTALLA		1.00	9.00			2.87		25.82	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		18.17		14.54	
02.01.15	MURO TIPO Q - H=9.00 m									
02.01.15.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.15.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						3,817.83	3,817.83
02.01.15.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								27.90
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		6.50	0.90		2.00	11.70	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.90		2.00	16.20	
02.01.15.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	6.50	0.90			52.65	52.65
02.01.15.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE									
02.01.15.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								2,634.14
	PANTALLA		1.00						966.17	
	CONTRAFUERTE		1.00						1,667.97	
02.01.15.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								314.28
	PANTALLA		1.00	9.00		8.10		2.00	145.80	
	CONTRAFUERTE		4.00				21.06	2.00	168.48	
02.01.15.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								46.01
	PANTALLA		1.00	9.00			3.24		29.16	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		21.06		16.85	
02.01.16	MURO TIPO R - H=9.50 m									
02.01.16.01	CIMENTACION - ZAPATA									
02.01.16.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1.00						3,992.16	3,992.16
02.01.16.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2								29.93

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS

Proyecto de Tesis: "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"

Sub Presupuesto: 2.- MURO CON CONTRAFUERTE

Ubicación: AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION

Distrito: JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO

Provincia: AREQUIPA **Region:** AREQUIPA **Fecha:** dic-19

METRADOS - MURO CON CONTRAFUERTE

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
	ZAPATA (ANCHO)		1.00		6.75	0.95		2.00	12.83	
	ZAPATA (LARGO)		1.00	9.00		0.95		2.00	17.10	
02.01.16.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	1.00	9.00	6.75	0.95			57.71	**57.71**
02.01.16.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**									
02.01.16.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG								**2,873.15**
	PANTALLA		1.00						1,010.90	
	CONTRAFUERTE		1.00						1,862.25	
02.01.16.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.	M2								**338.62**
	PANTALLA		1.00	9.00		8.55		2.00	153.90	
	CONTRAFUERTE		4.00				23.09	2.00	184.72	
02.01.16.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3								**51.18**
	PANTALLA		1.00	9.00			3.63		32.70	
	CONTRAFUERTE		4.00		0.20		23.09		18.47	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																					
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																					
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																					
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																					
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																					
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA										Fecha:	dic-19			
METRADOS																						
DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml									TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO																						
ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA ZAPATAS - MC																						**32,314.89**
MURO TIPO C - H=2.00 m																						**207.31**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	1.59					60.00	1.59	95.10	0.56	53.26				53.26						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					10.00	9.00	90.00	0.56	50.40				50.40						
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	1.59					60.00	1.59	95.10	0.56	53.26				53.26						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					10.00	9.00	90.00	0.56	50.40				50.40						
MURO TIPO D - H=2.50 m																						**457.44**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.04					60.00	2.04	122.10	0.99	121.37					121.37					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					12.00	9.00	108.00	0.99	107.35					107.35					
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.04					60.00	2.04	122.10	0.99	121.37					121.37					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					12.00	9.00	108.00	0.99	107.35					107.35					
MURO TIPO E - H=3.00 m																						**505.15**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.29					60.00	2.29	137.10	0.99	136.28					136.28					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					13.00	9.00	117.00	0.99	116.30					116.30					
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.29					60.00	2.29	137.10	0.99	136.28					136.28					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					13.00	9.00	117.00	0.99	116.30					116.30					
MURO TIPO F - H=3.50 m																						**636.36**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.79					60.00	2.79	167.10	0.99	166.10					166.10					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					17.00	9.00	153.00	0.99	152.08					152.08					
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.79					60.00	2.79	167.10	0.99	166.10					166.10					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					17.00	9.00	153.00	0.99	152.08					152.08					
MURO TIPO G - H=4.00 m																						**684.07**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.04					60.00	3.04	182.10	0.99	181.01					181.01					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					18.00	9.00	162.00	0.99	161.03					161.03					
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.04					60.00	3.04	182.10	0.99	181.01					181.01					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					18.00	9.00	162.00	0.99	161.03					161.03					
MURO TIPO H - H=4.50 m																						**761.60**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.39					60.00	3.39	203.10	0.99	201.88					201.88					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					20.00	9.00	180.00	0.99	178.92					178.92					
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.39					60.00	3.39	203.10	0.99	201.88					201.88					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					20.00	9.00	180.00	0.99	178.92					178.92					
MURO TIPO I - H=5.00 m																						**1,059.47**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	3.99					45.00	3.99	179.33	1.55	278.31						278.31				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					18.00	9.00	162.00	1.55	251.42						251.42				
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	3.99					45.00	3.99	179.33	1.55	278.31						278.31				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					18.00	9.00	162.00	1.55	251.42						251.42				
MURO TIPO J - H=5.50 m																						**1,237.22**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	4.34					60.00	4.34	260.10	1.55	403.68						403.68				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					19.00	9.00	171.00	1.55	265.39						265.39				
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	4.34					45.00	4.34	195.08	1.55	302.76						302.76				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					19.00	9.00	171.00	1.55	265.39						265.39				
MURO TIPO K - H=6.00 m																						**1,701.30**
MALLA SUPERIOR																						

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																				
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																				
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																				
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																				
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																				
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA									Fecha:	dic-19			
METRADOS																					
DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml								TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	4.94					60.00	4.94	296.10	1.55	459.55						459.55				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					28.00	9.00	252.00	1.55	391.10						391.10				
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	4.94					60.00	4.94	296.10	1.55	459.55						459.55				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					28.00	9.00	252.00	1.55	391.10						391.10				
MURO TIPO L - H=6.50 m																						**2,038.94**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	5.29					60.00	5.29	317.10	2.24	708.72							708.72			
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					30.00	9.00	270.00	1.55	419.04						419.04				
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	5.29					60.00	5.29	317.10	1.55	492.14						492.14				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					30.00	9.00	270.00	1.55	419.04						419.04				
MURO TIPO M - H=7.00 m																						**2,174.34**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	5.64					60.00	5.64	338.10	2.24	755.65							755.65			
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					32.00	9.00	288.00	1.55	446.98						446.98				
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	5.64					60.00	5.64	338.10	1.55	524.73						524.73				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					32.00	9.00	288.00	1.55	446.98						446.98				
MURO TIPO N - H=7.50 m																						**2,787.79**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	6.24					45.00	6.24	280.58	3.97	1,114.72								1,114.72		
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					26.00	9.00	234.00	2.24	522.99							522.99			
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	6.24					45.00	6.24	280.58	2.24	627.09							627.09			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					26.00	9.00	234.00	2.24	522.99							522.99			
MURO TIPO O - H=8.00 m																						**3,667.31**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	6.84					45.00	6.84	307.58	3.97	1,222.00								1,222.00		
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					38.00	9.00	342.00	2.24	764.37							764.37			
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	6.84					60.00	6.84	410.10	2.24	916.57							916.57			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					38.00	9.00	342.00	2.24	764.37							764.37			
MURO TIPO P - H=8.50 m																						**4,285.47**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	7.19					60.00	7.19	431.10	3.97	1,712.76								1,712.76		
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					40.00	9.00	360.00	2.24	804.60							804.60			
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	7.19					60.00	7.19	431.10	2.24	963.51							963.51			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					40.00	9.00	360.00	2.24	804.60							804.60			
MURO TIPO Q - H=9.00 m																						**4,629.65**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	7.79					60.00	7.79	467.10	3.97	1,855.79								1,855.79		
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					43.00	9.00	387.00	2.24	864.95							864.95			
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	7.79					60.00	7.79	467.10	2.24	1,043.97							1,043.97			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					43.00	9.00	387.00	2.24	864.95							864.95			
MURO TIPO R - H=9.50 m																						**5,688.79**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	8.14					60.00	8.14	488.10	3.97	1,939.22								1,939.22		
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					45.00	9.00	405.00	2.24	905.18							905.18			
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	8.14					60.00	8.14	488.10	3.97	1,939.22								1,939.22		
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					45.00	9.00	405.00	2.24	905.18							905.18			
ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA PANTALLA - MC																						**38,782.08**
MURO TIPO C - H=2.00 m																						**225.12**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	2.00					60.00	2.00	120.00	0.56	67.20				67.20						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	-					60.00	0.00	0.00	0.56	0.00				0.00						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.56	45.36				45.36						

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																					
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																					
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																					
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																					
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																					
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA									Fecha:	dic-19				
METRADOS																						
DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml									TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	2.00					60.00	2.00	120.00	0.56	67.20				67.20						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.56	45.36				45.36						
MURO TIPO D - H=2.50 m																						**283.08**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	2.50					30.00	2.50	75.00	0.56	42.00				42.00						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	0.95					30.00	0.95	28.50	0.56	15.96				15.96						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					14.00	9.00	126.00	0.56	70.56				70.56						
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	2.50					60.00	2.50	150.00	0.56	84.00				84.00						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					14.00	9.00	126.00	0.56	70.56				70.56						
MURO TIPO E - H=3.00 m																						**349.02**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	3.00					45.00	3.00	135.00	0.56	75.60				75.60						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	1.05					45.00	1.05	47.25	0.56	26.46				26.46						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					17.00	9.00	153.00	0.56	85.68				85.68						
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	3.00					45.00	3.00	135.00	0.56	75.60				75.60						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					17.00	9.00	153.00	0.56	85.68				85.68						
MURO TIPO F - H=3.50 m																						**503.40**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.50					45.00	3.50	157.50	0.99	156.56					156.56					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	1.05					45.00	1.05	47.25	0.99	46.97					46.97					
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					21.00	9.00	189.00	0.56	105.84				105.84						
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	3.50					45.00	3.50	157.50	0.56	88.20				88.20						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					21.00	9.00	189.00	0.56	105.84				105.84						
MURO TIPO G - H=4.00 m																						**739.49**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	4.00					45.00	4.00	180.00	1.55	279.36						279.36				
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	1.20					45.00	1.20	54.00	1.55	83.81						83.81				
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					24.00	9.00	216.00	0.56	120.96				120.96						
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	4.00					60.00	4.00	240.00	0.56	134.40				134.40						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					24.00	9.00	216.00	0.56	120.96				120.96						
MURO TIPO H - H=4.50 m																						**977.42**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	4.50					60.00	4.50	270.00	1.55	419.04						419.04				
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	1.45					60.00	1.45	87.00	1.55	135.02						135.02				
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					27.00	9.00	243.00	0.56	136.08				136.08						
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/8	1.00	4.50					60.00	4.50	270.00	0.56	151.20				151.20						
ACERO TRANSVERSAL	3/8	1.00	9.00					27.00	9.00	243.00	0.56	136.08				136.08						
MURO TIPO I - H=5.00 m																						**1,268.21**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	5.00					45.00	5.00	225.00	2.24	502.88							502.88			
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	1.65					45.00	1.65	74.25	2.24	165.95							165.95			
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					21.00	9.00	189.00	0.99	187.87					187.87					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	5.00					45.00	5.00	225.00	0.99	223.65					223.65					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					21.00	9.00	189.00	0.99	187.87					187.87					
MURO TIPO J - H=5.50 m																						**1,511.36**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	5.50					45.00	5.50	247.50	2.24	553.16							553.16			
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	2.10					45.00	2.10	94.50	2.24	211.21							211.21			
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					28.00	9.00	252.00	0.99	250.49					250.49					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	5.50					45.00	5.50	247.50	0.99	246.02					246.02					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					28.00	9.00	252.00	0.99	250.49					250.49					
MURO TIPO K - H=6.00 m																						**1,893.57**

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																					
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																					
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																					
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																					
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																					
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA										Fecha:	dic-19			
METRADOS																						

DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml									TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	6.00					60.00	6.00	360.00	2.24	804.60							804.60			
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	2.25					60.00	2.25	135.00	2.24	301.73							301.73			
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					29.00	9.00	261.00	0.99	259.43					259.43					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	6.00					45.00	6.00	270.00	0.99	268.38					268.38					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					29.00	9.00	261.00	0.99	259.43					259.43					
MURO TIPO L - H=6.50 m																						**2,463.47**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	6.50					45.00	6.50	292.50	3.97	1,162.10								1,162.10		
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	2.05					45.00	2.05	92.25	3.97	366.51								366.51		
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					36.00	9.00	324.00	0.99	322.06					322.06					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	6.50					45.00	6.50	292.50	0.99	290.75					290.75					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					36.00	9.00	324.00	0.99	322.06					322.06					
MURO TIPO M - H=7.00 m																						**3,156.32**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	7.00					60.00	7.00	420.00	3.97	1,668.66								1,668.66		
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	2.00					60.00	2.00	120.00	3.97	476.76								476.76		
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					39.00	9.00	351.00	0.99	348.89					348.89					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	7.00					45.00	7.00	315.00	0.99	313.11					313.11					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					39.00	9.00	351.00	0.99	348.89					348.89					
MURO TIPO N - H=7.50 m																						**3,524.49**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	7.50					60.00	7.50	450.00	3.97	1,787.85								1,787.85		
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	2.45					60.00	2.45	147.00	3.97	584.03								584.03		
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					41.00	9.00	369.00	0.99	366.79					366.79					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	7.50					36.00	7.50	270.00	1.55	419.04						419.04				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					41.00	9.00	369.00	0.99	366.79					366.79					
MURO TIPO O - H=8.00 m																						**3,971.30**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	8.00					60.00	8.00	480.00	3.97	1,907.04								1,907.04		
ACERO LONGITUDINAL	1	1.00	2.80					60.00	2.80	168.00	3.97	667.46								667.46		
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					34.00	9.00	306.00	1.55	474.91						474.91				
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	8.00					36.00	8.00	288.00	1.55	446.98						446.98				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					34.00	9.00	306.00	1.55	474.91						474.91				
MURO TIPO P - H=8.50 m																						**5,394.57**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1 3/8	1.00	8.50					45.00	8.50	382.50	7.91	3,024.43									3,024.43	
ACERO LONGITUDINAL	1 3/8	1.00	2.50					45.00	2.50	112.50	7.91	889.54									889.54	
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					36.00	9.00	324.00	1.55	502.85						502.85				
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	8.50					36.00	8.50	306.00	1.55	474.91						474.91				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					36.00	9.00	324.00	1.55	502.85						502.85				
MURO TIPO Q - H=9.00 m																						**6,081.80**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1 3/8	1.00	9.00					45.00	9.00	405.00	7.91	3,202.34									3,202.34	
ACERO LONGITUDINAL	1 3/8	1.00	2.95					45.00	2.95	132.75	7.91	1,049.65									1,049.65	
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					43.00	9.00	387.00	1.55	600.62						600.62				
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	9.00					45.00	9.00	405.00	1.55	628.56						628.56				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					43.00	9.00	387.00	1.55	600.62						600.62				
MURO TIPO R - H=9.50 m																						**6,439.45**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1 3/8	1.00	9.50					45.00	9.50	427.50	7.91	3,380.24									3,380.24	
ACERO LONGITUDINAL	1 3/8	1.00	3.20					45.00	3.20	144.00	7.91	1,138.61									1,138.61	
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					45.00	9.00	405.00	1.55	628.56						628.56				

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																				
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																				
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																				
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																				
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																				
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA								Fecha:	dic-19				
METRADOS																					
DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml								TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
MALLA INTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	9.50					45.00	9.50	427.50	1.55	663.48						663.48			
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					45.00	9.00	405.00	1.55	628.56						628.56			
MUROS CON CONTRAFUERTE																					
ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA ZAPATAS - MC																					**28,000.64**
MURO TIPO C - H=2.00 m																					**284.93**
MALLA SUPERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	1.59					45.00	1.59	71.33	0.99	70.90					70.90				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					8.00	9.00	72.00	0.99	71.57					71.57				
MALLA INFERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	1.59					45.00	1.59	71.33	0.99	70.90					70.90				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					8.00	9.00	72.00	0.99	71.57					71.57				
MURO TIPO D - H=2.50 m																					**457.44**
MALLA SUPERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.04					60.00	2.04	122.10	0.99	121.37					121.37				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					12.00	9.00	108.00	0.99	107.35					107.35				
MALLA INFERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.04					60.00	2.04	122.10	0.99	121.37					121.37				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					12.00	9.00	108.00	0.99	107.35					107.35				
MURO TIPO E - H=3.00 m																					**505.15**
MALLA SUPERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.29					60.00	2.29	137.10	0.99	136.28					136.28				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					13.00	9.00	117.00	0.99	116.30					116.30				
MALLA INFERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.29					60.00	2.29	137.10	0.99	136.28					136.28				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					13.00	9.00	117.00	0.99	116.30					116.30				
MURO TIPO F - H=3.50 m																					**636.36**
MALLA SUPERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.79					60.00	2.79	167.10	0.99	166.10					166.10				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					17.00	9.00	153.00	0.99	152.08					152.08				
MALLA INFERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.79					60.00	2.79	167.10	0.99	166.10					166.10				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					17.00	9.00	153.00	0.99	152.08					152.08				
MURO TIPO G - H=4.00 m																					**684.07**
MALLA SUPERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.04					60.00	3.04	182.10	0.99	181.01					181.01				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					18.00	9.00	162.00	0.99	161.03					161.03				
MALLA INFERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.04					60.00	3.04	182.10	0.99	181.01					181.01				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					18.00	9.00	162.00	0.99	161.03					161.03				
MURO TIPO H - H=4.50 m																					**761.60**
MALLA SUPERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.39					60.00	3.39	203.10	0.99	201.88					201.88				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					20.00	9.00	180.00	0.99	178.92					178.92				
MALLA INFERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.39					60.00	3.39	203.10	0.99	201.88					201.88				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					20.00	9.00	180.00	0.99	178.92					178.92				
MURO TIPO I - H=5.00 m																					**1,059.47**
MALLA SUPERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	3.99					45.00	3.99	179.33	1.55	278.31						278.31			
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					18.00	9.00	162.00	1.55	251.42						251.42			
MALLA INFERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	3.99					45.00	3.99	179.33	1.55	278.31						278.31			
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					18.00	9.00	162.00	1.55	251.42						251.42			
MURO TIPO J - H=5.50 m																					**1,136.30**
MALLA SUPERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	4.34					45.00	4.34	195.08	1.55	302.76						302.76			
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					19.00	9.00	171.00	1.55	265.39						265.39			
MALLA INFERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	4.34					45.00	4.34	195.08	1.55	302.76						302.76			

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																				
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																				
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																				
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																				
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																				
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA									Fecha:	dic-19			
METRADOS																					
DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml								TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					19.00	9.00	171.00	1.55	265.39						265.39				
MURO TIPO K - H=6.00 m																						**1,701.30**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	4.94					60.00	4.94	296.10	1.55	459.55						459.55				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					28.00	9.00	252.00	1.55	391.10						391.10				
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	4.94					60.00	4.94	296.10	1.55	459.55						459.55				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					28.00	9.00	252.00	1.55	391.10						391.10				
MURO TIPO L - H=6.50 m																						**1,822.36**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	5.29					60.00	5.29	317.10	1.55	492.14						492.14				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					30.00	9.00	270.00	1.55	419.04						419.04				
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	5.29					60.00	5.29	317.10	1.55	492.14						492.14				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					30.00	9.00	270.00	1.55	419.04						419.04				
MURO TIPO M - H=7.00 m																						**1,943.41**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	5.64					60.00	5.64	338.10	1.55	524.73						524.73				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					32.00	9.00	288.00	1.55	446.98						446.98				
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	5/8	1.00	5.64					60.00	5.64	338.10	1.55	524.73						524.73				
ACERO TRANSVERSAL	5/8	1.00	9.00					32.00	9.00	288.00	1.55	446.98						446.98				
MURO TIPO N - H=7.50 m																						**2,300.15**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	6.24					45.00	6.24	280.58	2.24	627.09							627.09			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					26.00	9.00	234.00	2.24	522.99							522.99			
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	6.24					45.00	6.24	280.58	2.24	627.09							627.09			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					26.00	9.00	234.00	2.24	522.99							522.99			
MURO TIPO O - H=8.00 m																						**3,361.89**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	6.84					60.00	6.84	410.10	2.24	916.57							916.57			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					38.00	9.00	342.00	2.24	764.37							764.37			
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	6.84					60.00	6.84	410.10	2.24	916.57							916.57			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					38.00	9.00	342.00	2.24	764.37							764.37			
MURO TIPO P - H=8.50 m																						**3,536.22**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	7.19					60.00	7.19	431.10	2.24	963.51							963.51			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					40.00	9.00	360.00	2.24	804.60							804.60			
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	7.19					60.00	7.19	431.10	2.24	963.51							963.51			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					40.00	9.00	360.00	2.24	804.60							804.60			
MURO TIPO Q - H=9.00 m																						**3,817.83**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	7.79					60.00	7.79	467.10	2.24	1,043.97							1,043.97			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					43.00	9.00	387.00	2.24	864.95							864.95			
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	7.79					60.00	7.79	467.10	2.24	1,043.97							1,043.97			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					43.00	9.00	387.00	2.24	864.95							864.95			
MURO TIPO R - H=9.50 m																						**3,992.16**
MALLA SUPERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	8.14					60.00	8.14	488.10	2.24	1,090.90							1,090.90			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					45.00	9.00	405.00	2.24	905.18							905.18			
MALLA INFERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	3/4	1.00	8.14					60.00	8.14	488.10	2.24	1,090.90							1,090.90			
ACERO TRANSVERSAL	3/4	1.00	9.00					45.00	9.00	405.00	2.24	905.18							905.18			
ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA PANTALLA - MC																						**9,074.23**
MURO TIPO C - H=2.00 m																						**280.31**
MALLA EXTERIOR																						

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																				
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																				
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																				
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																				
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																				
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA								Fecha:	dic-19				
METRADOS																					
DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml								TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.00					30.00	2.00	60.00	0.99	59.64					59.64					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.00					30.00	2.00	60.00	0.99	59.64					59.64					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO D - H=2.50 m																						**310.13**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.50					30.00	2.50	75.00	0.99	74.55					74.55					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	2.50					30.00	2.50	75.00	0.99	74.55					74.55					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO E - H=3.00 m																						**339.95**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.00					30.00	3.00	90.00	0.99	89.46					89.46					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.00					30.00	3.00	90.00	0.99	89.46					89.46					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO F - H=3.50 m																						**369.77**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.50					30.00	3.50	105.00	0.99	104.37					104.37					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	3.50					30.00	3.50	105.00	0.99	104.37					104.37					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO G - H=4.00 m																						**399.59**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	4.00					30.00	4.00	120.00	0.99	119.28					119.28					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	4.00					30.00	4.00	120.00	0.99	119.28					119.28					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO H - H=4.50 m																						**429.41**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	4.50					30.00	4.50	135.00	0.99	134.19					134.19					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	4.50					30.00	4.50	135.00	0.99	134.19					134.19					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO I - H=5.00 m																						**459.23**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	5.00					30.00	5.00	150.00	0.99	149.10					149.10					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	5.00					30.00	5.00	150.00	0.99	149.10					149.10					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO J - H=5.50 m																						**489.05**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	5.50					30.00	5.50	165.00	0.99	164.01					164.01					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	5.50					30.00	5.50	165.00	0.99	164.01					164.01					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO K - H=6.00 m																						**518.87**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	6.00					30.00	6.00	180.00	0.99	178.92					178.92					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	6.00					30.00	6.00	180.00	0.99	178.92					178.92					

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																					
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																					
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																					
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																					
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																					
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA										Fecha:	dic-19			
METRADOS																						

DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml									TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO L - H=6.50 m																						**548.69**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	6.50					30.00	6.50	195.00	0.99	193.83					193.83					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	6.50					30.00	6.50	195.00	0.99	193.83					193.83					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO M - H=7.00 m																						**620.26**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	7.00					36.00	7.00	252.00	0.99	250.49					250.49					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	7.00					30.00	7.00	210.00	0.99	208.74					208.74					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO N - H=7.50 m																						**653.06**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	7.50					36.00	7.50	270.00	0.99	268.38					268.38					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	7.50					30.00	7.50	225.00	0.99	223.65					223.65					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO O - H=8.00 m																						**757.43**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	8.00					45.00	8.00	360.00	0.99	357.84					357.84					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	8.00					30.00	8.00	240.00	0.99	238.56					238.56					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO P - H=8.50 m																						**921.44**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	8.50					60.00	8.50	510.00	0.99	506.94					506.94					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	8.50					30.00	8.50	255.00	0.99	253.47					253.47					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO Q - H=9.00 m																						**966.17**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	9.00					60.00	9.00	540.00	0.99	536.76					536.76					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	9.00					30.00	9.00	270.00	0.99	268.38					268.38					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MURO TIPO R - H=9.50 m																						**1,010.90**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	9.50					60.00	9.50	570.00	0.99	566.58					566.58					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	1.00	9.50					30.00	9.50	285.00	0.99	283.29					283.29					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	1.00	9.00					9.00	9.00	81.00	0.99	80.51					80.51					
ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA CONTRAFUERTE - MC																						**12,014.69**
MURO TIPO C - H=2.00 m																						**98.17**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	1.05					4.00	1.05	16.80	0.99	16.70					16.70					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	0.80					6.00	0.80	19.08	0.99	18.97					18.97					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	1.05					4.00	1.05	16.80	0.99	16.70					16.70					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	0.80					6.00	0.80	19.08	0.99	18.97					18.97					
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																						
ACERO A TRACCIÓN	1/2	4.00	2.25					3.00	2.25	27.00	0.99	26.84					26.84					

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																				
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																				
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																				
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																				
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																				
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA									Fecha:	dic-19			
METRADOS																					
DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml								TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
MURO TIPO D - H=2.50 m																					**127.79**
MALLA EXTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	1.35					4.00	1.35	21.60	0.99	21.47					21.47				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	0.92					7.00	0.92	25.76	0.99	25.61					25.61				
MALLA INTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	1.35					4.00	1.35	21.60	0.99	21.47					21.47				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	0.92					7.00	0.92	25.76	0.99	25.61					25.61				
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																					
ACERO A TRACCIÓN	1/2	4.00	2.82					3.00	2.82	33.84	0.99	33.64					33.64				
MURO TIPO E - H=3.00 m																					**178.72**
MALLA EXTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	1.60					5.00	1.60	32.00	0.99	31.81					31.81				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.05					9.00	1.05	37.62	0.99	37.39					37.39				
MALLA INTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	1.60					5.00	1.60	32.00	0.99	31.81					31.81				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.05					9.00	1.05	37.62	0.99	37.39					37.39				
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																					
ACERO A TRACCIÓN	1/2	4.00	3.38					3.00	3.38	40.56	0.99	40.32					40.32				
MURO TIPO F - H=3.50 m																					**242.46**
MALLA EXTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	1.85					6.00	1.85	44.40	0.99	44.13					44.13				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.22					11.00	1.22	53.68	0.99	53.36					53.36				
MALLA INTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	1.85					6.00	1.85	44.40	0.99	44.13					44.13				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.22					11.00	1.22	53.68	0.99	53.36					53.36				
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																					
ACERO A TRACCIÓN	1/2	4.00	3.98					3.00	3.98	47.76	0.99	47.47					47.47				
MURO TIPO G - H=4.00 m																					**299.39**
MALLA EXTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	2.10					7.00	2.10	58.80	0.99	58.45					58.45				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.35					12.00	1.35	64.56	0.99	64.17					64.17				
MALLA INTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	2.10					7.00	2.10	58.80	0.99	58.45					58.45				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.35					12.00	1.35	64.56	0.99	64.17					64.17				
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																					
ACERO A TRACCIÓN	1/2	4.00	4.54					3.00	4.54	54.48	0.99	54.15					54.15				
MURO TIPO H - H=4.50 m																					**366.51**
MALLA EXTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	2.38					8.00	2.38	76.00	0.99	75.54					75.54				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.40					14.00	1.40	78.12	0.99	77.65					77.65				
MALLA INTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	2.38					8.00	2.38	76.00	0.99	75.54					75.54				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.40					14.00	1.40	78.12	0.99	77.65					77.65				
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																					
ACERO A TRACCIÓN	1/2	4.00	5.04					3.00	5.04	60.48	0.99	60.12					60.12				
MURO TIPO I - H=5.00 m																					**456.84**
MALLA EXTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	2.65					9.00	2.65	95.40	0.99	94.83					94.83				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.67					15.00	1.67	100.20	0.99	99.60					99.60				
MALLA INTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	2.65					9.00	2.65	95.40	0.99	94.83					94.83				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.67					15.00	1.67	100.20	0.99	99.60					99.60				
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																					
ACERO A TRACCIÓN	1/2	4.00	5.70					3.00	5.70	68.40	0.99	67.99					67.99				
MURO TIPO J - H=5.50 m																					**553.06**
MALLA EXTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	2.93					10.00	2.93	117.00	0.99	116.30					116.30				
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.82					17.00	1.82	123.76	0.99	123.02					123.02				
MALLA INTERIOR																					
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	2.93					10.00	2.93	117.00	0.99	116.30					116.30				

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																				
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																				
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																				
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																				
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																				
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA								Fecha:	dic-19				
METRADOS																					
DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml								TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	1.82					17.00	1.82	123.76	0.99	123.02					123.02					
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																						
ACERO A TRACCIÓN	1/2	4.00	6.24					3.00	6.24	74.88	0.99	74.43					74.43					
MURO TIPO K - H=6.00 m																						**658.86**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	3.20					11.00	3.20	140.80	0.99	139.96					139.96					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.07					18.00	2.07	149.04	0.99	148.15					148.15					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	3.20					11.00	3.20	140.80	0.99	139.96					139.96					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.07					18.00	2.07	149.04	0.99	148.15					148.15					
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																						
ACERO A TRACCIÓN	1/2	4.00	6.93					3.00	6.93	83.16	0.99	82.66					82.66					
MURO TIPO L - H=6.50 m																						**823.79**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	3.48					12.00	3.48	166.80	0.99	165.80					165.80					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.22					20.00	2.22	177.60	0.99	176.53					176.53					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	3.48					12.00	3.48	166.80	0.99	165.80					165.80					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.22					20.00	2.22	177.60	0.99	176.53					176.53					
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																						
ACERO A TRACCIÓN	5/8	4.00	7.47					3.00	7.47	89.64	1.55	139.12						139.12				
MURO TIPO M - H=7.00 m																						**849.37**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	3.38					12.00	3.38	162.00	0.99	161.03					161.03					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.27					21.00	2.27	190.68	0.99	189.54					189.54					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	3.38					12.00	3.38	162.00	0.99	161.03					161.03					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.27					21.00	2.27	190.68	0.99	189.54					189.54					
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																						
ACERO A TRACCIÓN	5/8	4.00	7.96					3.00	7.96	95.52	1.55	148.25						148.25				
MURO TIPO N - H=7.50 m																						**1,074.10**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	4.03					14.00	4.03	225.40	0.99	224.05					224.05					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.55					23.00	2.55	234.14	0.99	232.74					232.74					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	4.03					14.00	4.03	225.40	0.99	224.05					224.05					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.55					23.00	2.55	234.14	0.99	232.74					232.74					
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																						
ACERO A TRACCIÓN	5/8	4.00	8.62					3.00	8.62	103.44	1.55	160.54						160.54				
MURO TIPO O - H=8.00 m																						**1,300.25**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	4.30					15.00	4.30	258.00	0.99	256.45					256.45					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.82					24.00	2.82	270.72	0.99	269.10					269.10					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	4.30					15.00	4.30	258.00	0.99	256.45					256.45					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.82					24.00	2.82	270.72	0.99	269.10					269.10					
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																						
ACERO A TRACCIÓN	3/4	4.00	9.29					3.00	9.29	111.48	2.24	249.16							249.16			
MURO TIPO P - H=8.50 m																						**1,455.15**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	4.58					16.00	4.58	292.80	0.99	291.04					291.04					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.95					26.00	2.95	306.28	0.99	304.44					304.44					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	4.58					16.00	4.58	292.80	0.99	291.04					291.04					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	2.95					26.00	2.95	306.28	0.99	304.44					304.44					
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																						
ACERO A TRACCIÓN	3/4	4.00	9.85					3.00	9.85	118.20	2.24	264.18							264.18			
MURO TIPO Q - H=9.00 m																						**1,667.97**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	4.85					18.00	4.85	349.20	0.99	347.10					347.10					

	PLANILLA DE SUSTENTACION DE METRADOS - ACERO																						
Proyecto de Tesis:	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO – PROVINCIA DE AREQUIPA"																						
Sub Presupuesto:	1.- MURO EN VOLADIZO ; 2.- MURO CON CONTRAFUERTE																						
Ubicación:	AV. ANDRES AVELINO CACERES / AV. DANIEL ALCIDES CARRION																						
Distrito:	JOSE LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO																						
Provincia:	AREQUIPA						Region:	AREQUIPA											Fecha:	dic-19			
METRADOS																							
DESCRIPCION	Diámetro (PULG)	N° veces	Longitud					Nº elementos	Longitud (m)		Peso	Peso	SUB TOTALES kg/ml									TOTAL
			a	b	c	d	Traslape	und	Parcial	Total	ml	kg	6mm	1/4	8mm	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 3/8	Kg
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	3.22					27.00	3.22	347.76	0.99	345.67					345.67					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	4.85					18.00	4.85	349.20	0.99	347.10					347.10					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	3.22					27.00	3.22	347.76	0.99	345.67					345.67					
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																						
ACERO A TRACCIÓN	3/4	4.00	10.53					3.00	10.53	126.36	2.24	282.41							282.41			
MURO TIPO R - H=9.50 m																						**1,862.25**
MALLA EXTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	5.13					18.00	5.13	369.00	0.99	366.79					366.79					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	3.37					29.00	3.37	390.92	0.99	388.57					388.57					
MALLA INTERIOR																						
ACERO LONGITUDINAL	1/2	4.00	5.13					18.00	5.13	369.00	0.99	366.79					366.79					
ACERO TRANSVERSAL	1/2	4.00	3.37					29.00	3.37	390.92	0.99	388.57					388.57					
ACERO PRINCIPAL DE CONTRAFUERTE																						
ACERO A TRACCIÓN	1	4.00	11.06					2.00	11.06	88.48	3.97	351.53								351.53		
Total kg										**34,525.80**		**71,304.28**	**-**	**-**	**-**	**2,164.09**	**8,061.09**	**14,710.98**	**15,279.19**	**18,404.13**	**12,684.80**	**71,304.28**

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Resumen del Presupuesto

Proyecto	**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"**
Cliente	Universidad Calotica de Santa Maria
Departamento	AREQUIPA
Provincia	AREQUIPA
Distrito	JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO
Localidad	AV. AVELINO CACERES

Costo a : **Diciembre - 2019**

Item	*Descripción Sub presupuesto*	*Costo Directo*
01	MURO EN VOLADIZO	690,626.02
02	MURO CON CONTRAFUERTE	718,566.33
	SUB TOTAL COSTO DIRECTO	**1,409,192.35**

Mano de Obra	375,017.90
Materiales	850,485.51
Equipo	183,688.94
COSTO DIRECTO	**1,409,192.35**

Son : ***UN MILLON CUATROCIENTOS NUEVE MIL CIENTO NOVENTA Y DOS CON 35/100 SOLES***

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Presupuesto

Proyecto	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"
Sub Presupuesto	**01 - MURO EN VOLADIZO**
Cliente	Universidad Calotica de Santa Maria
Ubicación	JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA
Localidad	AV. AVELINO CACERES

Costo a : **Diciembre - 2019**

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado*	*Precio*	*Parcial*	*Subtotal*	*Total*
01	**ESTRUCTURAS - MUROS EN VOLADIZO**						690,626.02
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					690,626.02	
01.01.01	MURO TIPO C - H=2.00 m					7,394.76	
01.01.01.01	CIMENTACION - ZAPATA					2,964.45	
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	207.31	4.53	939.11		
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.30	58.92	371.20		
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	4.05	408.43	1,654.14		
01.01.01.02	PANTALLA EN VOLADIZO					4,430.31	
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	225.12	4.53	1,019.79		
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	30.60	58.92	1,802.95		
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	3.83	419.73	1,607.57		
01.01.02	MURO TIPO D - H=2.50 m					10,646.87	
01.01.02.01	CIMENTACION - ZAPATA					5,152.02	
01.01.02.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	457.44	4.53	2,072.20		
01.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.60	58.92	506.71		
01.01.02.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	6.30	408.43	2,573.11		
01.01.02.02	PANTALLA EN VOLADIZO					5,494.85	
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	283.08	4.53	1,282.35		
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	37.80	58.92	2,227.18		
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	4.73	419.73	1,985.32		
01.01.03	MURO TIPO E - H=3.00 m					12,541.47	
01.01.03.01	CIMENTACION - ZAPATA					5,747.53	
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	505.15	4.53	2,288.33		
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.80	58.92	518.50		
01.01.03.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	7.20	408.43	2,940.70		
01.01.03.02	PANTALLA EN VOLADIZO					6,793.94	
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	349.02	4.53	1,581.06		
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	46.80	58.92	2,757.46		
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	5.85	419.73	2,455.42		
01.01.04	MURO TIPO F - H=3.50 m					15,598.50	
01.01.04.01	CIMENTACION - ZAPATA					7,100.64	
01.01.04.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	636.36	4.53	2,882.71		
01.01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.20	58.92	542.06		
01.01.04.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	9.00	408.43	3,675.87		
01.01.04.02	PANTALLA EN VOLADIZO					8,497.86	
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	503.40	4.53	2,280.40		
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	55.80	58.92	3,287.74		
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	6.98	419.73	2,929.72		
01.01.05	MURO TIPO G - H=4.00 m					18,263.87	
01.01.05.01	CIMENTACION - ZAPATA					7,696.15	
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	684.07	4.53	3,098.84		
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.40	58.92	553.85		
01.01.05.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	9.90	408.43	4,043.46		
01.01.05.02	PANTALLA EN VOLADIZO					10,567.72	
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	739.49	4.53	3,349.89		
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	64.80	58.92	3,818.02		
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	8.10	419.73	3,399.81		
01.01.06	MURO TIPO H - H=4.50 m					21,595.53	
01.01.06.01	CIMENTACION - ZAPATA					9,048.81	
01.01.06.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	761.60	4.53	3,450.05		
01.01.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	10.80	58.92	636.34		
01.01.06.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	12.15	408.43	4,962.42		
01.01.06.02	PANTALLA EN VOLADIZO					12,546.72	
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	977.42	4.53	4,427.71		
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	72.90	58.92	4,295.27		
01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	9.11	419.73	3,823.74		
01.01.07	MURO TIPO I - H=5.00 m					27,161.97	
01.01.07.01	CIMENTACION - ZAPATA					11,968.67	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Presupuesto

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA **Costo a :** **Diciembre - 2019**

Localidad AV. AVELINO CACERES

01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,059.47	4.53	4,799.40	
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	12.50	58.92	736.50	
01.01.07.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	15.75	408.43	6,432.77	
01.01.07.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**					15,193.30
01.01.07.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,268.21	4.53	5,744.99	
01.01.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	81.00	58.92	4,772.52	
01.01.07.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	11.14	419.73	4,675.79	
01.01.08	**MURO TIPO J - H=5.50 m**					31,719.74
01.01.08.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					14,011.72
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,237.22	4.53	5,604.61	
01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	14.03	58.92	826.65	
01.01.08.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	18.56	408.43	7,580.46	
01.01.08.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**					17,708.02
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,511.36	4.53	6,846.46	
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	89.10	58.92	5,249.77	
01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	13.37	419.73	5,611.79	
01.01.09	**MURO TIPO K - H=6.00 m**					38,441.74
01.01.09.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					18,017.19
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,701.30	4.53	7,706.89	
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	15.90	58.92	936.83	
01.01.09.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	22.95	408.43	9,373.47	
01.01.09.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**					20,424.55
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,893.57	4.53	8,577.87	
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	97.20	58.92	5,727.02	
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	14.58	419.73	6,119.66	
01.01.10	**MURO TIPO L - H=6.50 m**					45,569.79
01.01.10.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					21,024.41
01.01.10.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,038.94	4.53	9,236.40	
01.01.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	17.55	58.92	1,034.05	
01.01.10.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	26.33	408.43	10,753.96	
01.01.10.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**					24,545.38
01.01.10.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,463.47	4.53	11,159.52	
01.01.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	105.30	58.92	6,204.28	
01.01.10.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	17.11	419.73	7,181.58	
01.01.11	**MURO TIPO M - H=7.00 m**					51,923.56
01.01.11.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					23,208.28
01.01.11.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,174.34	4.53	9,849.76	
01.01.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	19.25	58.92	1,134.21	
01.01.11.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	29.93	408.43	12,224.31	
01.01.11.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**					28,715.28
01.01.11.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,156.32	4.53	14,298.13	
01.01.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	113.40	58.92	6,681.53	
01.01.11.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	18.43	419.73	7,735.62	
01.01.12	**MURO TIPO N - H=7.50 m**					60,411.34
01.01.12.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					28,363.16
01.01.12.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,787.79	4.53	12,628.69	
01.01.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	21.38	58.92	1,259.71	
01.01.12.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	35.44	408.43	14,474.76	
01.01.12.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**					32,048.18
01.01.12.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,524.49	4.53	15,965.94	
01.01.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	121.50	58.92	7,158.78	
01.01.12.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	21.26	419.73	8,923.46	
01.01.13	**MURO TIPO O - H=8.00 m**					70,737.88
01.01.13.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					34,912.42
01.01.13.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,667.31	4.53	16,612.91	
01.01.13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	23.60	58.92	1,390.51	
01.01.13.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	41.40	408.43	16,909.00	
01.01.13.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**					35,825.46
01.01.13.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,971.30	4.53	17,989.99	
01.01.13.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	129.60	58.92	7,636.03	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Presupuesto

Proyecto	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"
Sub Presupuesto	**01 - MURO EN VOLADIZO**
Cliente	Universidad Calotica de Santa Maria
Ubicación	JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA
Localidad	AV. AVELINO CACERES

Costo a : **Diciembre - 2019**

01.01.13.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	24.30	419.73	10,199.44	
01.01.14	**MURO TIPO P - H=8.50 m**					83,050.69
01.01.14.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					39,662.58
01.01.14.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	4,285.47	4.53	19,413.18	
01.01.14.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	25.50	58.92	1,502.46	
01.01.14.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	45.90	408.43	18,746.94	
01.01.14.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**					43,388.11
01.01.14.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	5,394.57	4.53	24,437.40	
01.01.14.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	137.70	58.92	8,113.28	
01.01.14.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	25.82	419.73	10,837.43	
01.01.15	**MURO TIPO Q - H=9.00 m**					92,500.44
01.01.15.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					44,120.02
01.01.15.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	4,629.65	4.53	20,972.31	
01.01.15.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	27.90	58.92	1,643.87	
01.01.15.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	52.65	408.43	21,503.84	
01.01.15.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**					48,380.42
01.01.15.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	6,081.80	4.53	27,550.55	
01.01.15.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	145.80	58.92	8,590.54	
01.01.15.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	29.16	419.73	12,239.33	
01.01.16	**MURO TIPO R - H=9.50 m**					103,067.87
01.01.16.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					51,104.20
01.01.16.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	5,688.79	4.53	25,770.22	
01.01.16.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	29.93	58.92	1,763.48	
01.01.16.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	57.71	408.43	23,570.50	
01.01.16.02	**PANTALLA EN VOLADIZO**					51,963.67
01.01.16.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	6,439.45	4.53	29,170.71	
01.01.16.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO E	M2	153.90	58.92	9,067.79	
01.01.16.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	32.70	419.73	13,725.17	

COSTO DIRECTO **690,626.02**

Son : SEISCIENTOS NOVENTA MIL SEISCIENTOS VEINTISEIS CON 02/100 SOLES

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Presupuesto

Proyecto	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"
Sub Presupuesto	**02 - MURO CON CONTRAFUERTE**
Cliente	Universidad Calotica de Santa Maria
Ubicación	JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA
Costo a :	**Diciembre - 2019**
Localidad	AV. AVELINO CACERES

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado*	*Precio*	*Parcial*	*Subtotal*	*Total*
02	**ESTRUCTURAS - MUROS CON CONTRAFUERTE**						718,566.33
02.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					718,566.33	
02.01.01	MURO TIPO C - H=2.00 m					9,192.38	
02.01.01.01	CIMENTACION - ZAPATA					3,316.07	
02.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	284.93	4.53	1,290.73		
02.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.30	58.92	371.20		
02.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21(	M3	4.05	408.43	1,654.14		
02.01.01.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					5,876.31	
02.01.01.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	378.48	4.53	1,714.51		
02.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	37.08	61.64	2,285.61		
02.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	4.47	419.73	1,876.19		
02.01.02	MURO TIPO D - H=2.50 m					12,492.17	
02.01.02.01	CIMENTACION - ZAPATA					5,152.02	
02.01.02.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	457.44	4.53	2,072.20		
02.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.60	58.92	506.71		
02.01.02.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21(	M3	6.30	408.43	2,573.11		
02.01.02.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					7,340.15	
02.01.02.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	437.92	4.53	1,983.78		
02.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	47.88	61.64	2,951.32		
02.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	5.73	419.73	2,405.05		
02.01.03	MURO TIPO E - H=3.00 m					15,003.07	
02.01.03.01	CIMENTACION - ZAPATA					5,747.53	
02.01.03.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	505.15	4.53	2,288.33		
02.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.80	58.92	518.50		
02.01.03.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21(	M3	7.20	408.43	2,940.70		
02.01.03.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					9,255.54	
02.01.03.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	518.67	4.53	2,349.58		
02.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	61.92	61.64	3,816.75		
02.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	7.36	419.73	3,089.21		
02.01.04	MURO TIPO F - H=3.50 m					18,555.03	
02.01.04.01	CIMENTACION - ZAPATA					7,100.64	
02.01.04.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	636.36	4.53	2,882.71		
02.01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.20	58.92	542.06		
02.01.04.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21(	M3	9.00	408.43	3,675.87		
02.01.04.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					11,454.39	
02.01.04.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	612.22	4.53	2,773.36		
02.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	78.12	61.64	4,815.32		
02.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	9.21	419.73	3,865.71		
02.01.05	MURO TIPO G - H=4.00 m					21,314.43	
02.01.05.01	CIMENTACION - ZAPATA					7,696.15	
02.01.05.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	684.07	4.53	3,098.84		
02.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.40	58.92	553.85		
02.01.05.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21(	M3	9.90	408.43	4,043.46		
02.01.05.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					13,618.28	
02.01.05.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	698.98	4.53	3,166.38		
02.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	94.32	61.64	5,813.88		
02.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	11.05	419.73	4,638.02		
02.01.06	MURO TIPO H - H=4.50 m					24,577.36	
02.01.06.01	CIMENTACION - ZAPATA					9,048.81	
02.01.06.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	761.60	4.53	3,450.05		
02.01.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	10.80	58.92	636.34		
02.01.06.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21(	M3	12.15	408.43	4,962.42		
02.01.06.02	PANTALLA CON CONTRAFUERTE					15,528.55	
02.01.06.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	795.92	4.53	3,605.52		
02.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	107.70	61.64	6,638.63		
02.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	12.59	419.73	5,284.40		
02.01.07	MURO TIPO I - H=5.00 m					30,636.19	
02.01.07.01	CIMENTACION - ZAPATA					11,968.67	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Presupuesto

Proyecto	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"
Sub Presupuesto	**02 - MURO CON CONTRAFUERTE**
Cliente	Universidad Calotica de Santa Maria
Ubicación	JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA
Localidad	AV. AVELINO CACERES

Costo a : **Diciembre - 2019**

02.01.07.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,059.47	4.53	4,799.40	
02.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	12.50	58.92	736.50	
02.01.07.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	15.75	408.43	6,432.77	
02.01.07.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**					18,667.52
02.01.07.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	916.07	4.53	4,149.80	
02.01.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	127.80	61.64	7,877.59	
02.01.07.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	15.82	419.73	6,640.13	
02.01.08	**MURO TIPO J - H=5.50 m**					35,121.85
02.01.08.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					13,554.55
02.01.08.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,136.30	4.53	5,147.44	
02.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	14.03	58.92	826.65	
02.01.08.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	18.56	408.43	7,580.46	
02.01.08.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**					21,567.30
02.01.08.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,042.11	4.53	4,720.76	
02.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	144.54	61.64	8,909.45	
02.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	18.91	419.73	7,937.09	
02.01.09	**MURO TIPO K - H=6.00 m**					42,849.76
02.01.09.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					18,017.19
02.01.09.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,701.30	4.53	7,706.89	
02.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	15.90	58.92	936.83	
02.01.09.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	22.95	408.43	9,373.47	
02.01.09.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**					24,832.57
02.01.09.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,177.73	4.53	5,335.12	
02.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	168.48	61.64	10,385.11	
02.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	21.71	419.73	9,112.34	
02.01.10	**MURO TIPO L - H=6.50 m**					48,420.04
02.01.10.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					20,043.30
02.01.10.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,822.36	4.53	8,255.29	
02.01.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	17.55	58.92	1,034.05	
02.01.10.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	26.33	408.43	10,753.96	
02.01.10.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**					28,376.74
02.01.10.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,372.48	4.53	6,217.33	
02.01.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	187.22	61.64	11,540.24	
02.01.10.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	25.30	419.73	10,619.17	
02.01.11	**MURO TIPO M - H=7.00 m**					52,944.13
02.01.11.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					22,162.17
02.01.11.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,943.41	4.53	8,803.65	
02.01.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	19.25	58.92	1,134.21	
02.01.11.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	29.93	408.43	12,224.31	
02.01.11.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**					30,781.96
02.01.11.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,469.63	4.53	6,657.42	
02.01.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	204.12	61.64	12,581.96	
02.01.11.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	27.50	419.73	11,542.58	
02.01.12	**MURO TIPO N - H=7.50 m**					61,723.70
02.01.12.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					26,154.15
02.01.12.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,300.15	4.53	10,419.68	
02.01.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	21.38	58.92	1,259.71	
02.01.12.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	35.44	408.43	14,474.76	
02.01.12.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**					35,569.55
02.01.12.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,727.16	4.53	7,824.03	
02.01.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	230.86	61.64	14,230.21	
02.01.12.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	32.20	419.73	13,515.31	
02.01.13	**MURO TIPO O - H=8.00 m**					74,466.39
02.01.13.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					33,528.87
02.01.13.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,361.89	4.53	15,229.36	
02.01.13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	23.60	58.92	1,390.51	
02.01.13.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	41.40	408.43	16,909.00	
02.01.13.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**					40,937.52
02.01.13.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,057.68	4.53	9,321.29	
02.01.13.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	259.20	61.64	15,977.09	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Presupuesto

Proyecto	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"
Sub Presupuesto	**02 - MURO CON CONTRAFUERTE**
Cliente	Universidad Calotica de Santa Maria
Ubicación	JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA
Localidad	AV. AVELINO CACERES

Costo a : **Diciembre - 2019**

02.01.13.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	37.26	419.73	15,639.14	
02.01.14	**MURO TIPO P - H=8.50 m**					81,422.55
02.01.14.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					36,268.48
02.01.14.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,536.22	4.53	16,019.08	
02.01.14.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	25.50	58.92	1,502.46	
02.01.14.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	45.90	408.43	18,746.94	
02.01.14.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**					45,154.07
02.01.14.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,376.59	4.53	10,765.95	
02.01.14.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	283.06	61.64	17,447.82	
02.01.14.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	40.36	419.73	16,940.30	
02.01.15	**MURO TIPO Q - H=9.00 m**					91,059.13
02.01.15.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					40,442.48
02.01.15.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,817.83	4.53	17,294.77	
02.01.15.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	27.90	58.92	1,643.87	
02.01.15.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	52.65	408.43	21,503.84	
02.01.15.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**					50,616.65
02.01.15.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,634.14	4.53	11,932.65	
02.01.15.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	314.28	61.64	19,372.22	
02.01.15.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	46.01	419.73	19,311.78	
02.01.16	**MURO TIPO R - H=9.50 m**					98,788.15
02.01.16.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					43,418.46
02.01.16.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,992.16	4.53	18,084.48	
02.01.16.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	29.93	58.92	1,763.48	
02.01.16.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 21	M3	57.71	408.43	23,570.50	
02.01.16.02	**PANTALLA CON CONTRAFUERTE**					55,369.69
02.01.16.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,873.15	4.53	13,015.37	
02.01.16.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO C	M2	338.62	61.64	20,872.54	
02.01.16.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMI	M3	51.18	419.73	21,481.78	

COSTO DIRECTO **718,566.33**

Son : SETECIENTOS DIECIOCHO MIL QUINIENTOS SESENTA Y SEIS CON 33/100 SOLES

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Listado de Insumos

Proyecto	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"
Sub Presupuesto	**01 - MURO EN VOLADIZO**
Cliente	Universidad Calotica de Santa Maria
Ubicación	JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

IU	*Código*	*Descripción*	*Unidad*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
		MANO DE OBRA				
47	00006	CAPATAZ	HH	304.27	25.26	7,685.86
47	00007	OPERARIO	HH	3,275.38	22.96	75,202.72
47	00008	OFICIAL	HH	3,843.26	18.16	69,793.60
47	00009	PEON	HH	1,565.89	16.41	25,696.25
						178,378.43
		MATERIALES				
02	00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG	4,212.07	4.74	19,965.21
02	00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG	350.21	4.83	1,691.51
02	01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG	348.77	4.15	1,447.40
03	00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG	76,172.44	2.49	189,669.38
21	09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3	673.77	317.41	213,861.34
29	09549	CURADOR DE CONCRETO	L	347.96	8.67	3,016.81
30	09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L	23.25	4.50	104.63
43	00020	MADERA TORNILLO	P2	871.92	5.08	4,429.35
						434,185.63
		EQUIPO				
37	00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			5,234.42
48	00691	CIZALLA	HM	2,281.74	5.00	11,408.70
48	09545	ENCOFRADO METALICO	M2	1,743.84	21.60	37,666.94
48	06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	450.12	10.00	4,501.20
49	09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3	641.69	30.00	19,250.70
						78,061.96
		COSTO DIRECTO				**690,626.02**

Son : ***SEISCIENTOS NOVENTA MIL SEISCIENTOS VEINTISEIS CON 02/100 SOLES***

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Listado de Insumos

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA ***Costo a :*** **Diciembre - 2019**

IU	*Código*	*Descripción*	*Unidad*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
		MANO DE OBRA				
47	00006	CAPATAZ	HH	284.71	25.26	7,191.77
47	00007	OPERARIO	HH	3,124.88	22.96	71,747.24
47	00008	OFICIAL	HH	4,148.39	18.16	75,334.76
47	00009	PEON	HH	2,581.70	16.41	42,365.70
						196,639.47
		MATERIALES				
02	00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG	2,899.81	4.74	13,745.10
02	00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG	591.61	4.83	2,857.48
02	01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG	589.17	4.15	2,445.06
03	00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG	52,441.07	2.49	130,578.26
21	09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3	799.97	317.41	253,918.48
29	09549	CURADOR DE CONCRETO	L	587.81	8.67	5,096.31
30	09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L	39.28	4.50	176.76
43	00020	MADERA TORNILLO	P2	1,472.92	5.08	7,482.43
						416,299.88
		EQUIPO				
37	00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			5,823.39
48	00691	CIZALLA	HM	1,570.87	5.00	7,854.35
48	09545	ENCOFRADO METALICO	M2	2,945.84	21.60	63,630.14
48	06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	546.27	10.00	5,462.70
49	09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3	761.88	30.00	22,856.40
						105,626.98
		COSTO DIRECTO				**718,566.33**

Son : ***SETECIENTOS DIECIOCHO MIL QUINIENTOS SESENTA Y SEIS CON 33/100 SOLES***

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Partida **01.01.01.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.01.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.01.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.01.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.01.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.01.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.02.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.02.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.02.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.02.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.02.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.02.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.03.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA *Costo a :* **Diciembre - 2019**

	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.03.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.03.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.03.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA ***Costo a :*** **Diciembre - 2019**

03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.03.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.03.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.04.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA *Costo a :* **Diciembre - 2019**

	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20

Costo Unitario por KG : 4.53

Partida 01.01.04.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51

Costo Unitario por M2 : 58.92

Partida 01.01.04.01.03 ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53

Costo Unitario por M3 : 408.43

Partida 01.01.04.02.01 ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.04.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.04.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.05.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Costo Unitario por KG : 4.53

Partida 01.01.05.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS — **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51

Costo Unitario por M2 : 58.92

Partida 01.01.05.01.03 ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 — **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53

Costo Unitario por M3 : 408.43

Partida 01.01.05.02.01 ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 — **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20

Costo Unitario por KG : 4.53

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Partida **01.01.05.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.05.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.06.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.06.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.06.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.06.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.06.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.06.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.07.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.07.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.07.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.07.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.07.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA ***Costo a :*** **Diciembre - 2019**

	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.07.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.08.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.08.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG	0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L	0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L	0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2	0.5000	5.08	2.54
					6.13
	Equipo				
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2	1.0000	21.60	21.60
					22.51
				Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.08.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
				Costo Unitario por M3 :		**408.43**

Partida **01.01.08.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
				Costo Unitario por KG :		**4.53**

Partida **01.01.08.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.08.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.09.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.09.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA *Costo a :* **Diciembre - 2019**

						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.09.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.09.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.09.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.09.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.10.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.10.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

	22.51
Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.10.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 — **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.10.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 — **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.10.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. — **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Partida **01.01.10.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.11.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.11.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.11.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.11.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.11.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.11.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.12.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.12.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.12.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.12.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.12.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.12.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.13.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.13.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.13.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.13.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.13.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.13.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.14.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.14.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.14.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53

Costo Unitario por M3 : 408.43

Partida **01.01.14.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 — **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20

Costo Unitario por KG : 4.53

Partida **01.01.14.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. — **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51

Costo Unitario por M2 : 58.92

Partida **01.01.14.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 — **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

	39.41
Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.15.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.15.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.15.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Partida **01.01.15.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.15.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.15.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **01.01.16.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.16.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.16.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **01.01.16.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO EN VOLADIZO**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **01.01.16.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO. **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **01.01.16.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Partida **02.01.01.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.01.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.01.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.01.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.01.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.01.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.02.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.02.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.02.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.02.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.02.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.02.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.03.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA *Costo a :* **Diciembre - 2019**

	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.03.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.03.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.03.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.03.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.03.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.04.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.04.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.04.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.04.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.04.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.04.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.05.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Costo Unitario por KG : 4.53

Partida 02.01.05.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS — **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51

Costo Unitario por M2 : 58.92

Partida 02.01.05.01.03 ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 — **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53

Costo Unitario por M3 : 408.43

Partida 02.01.05.02.01 ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 — **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20

Costo Unitario por KG : 4.53

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Partida **02.01.05.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.05.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.06.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.06.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.06.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.06.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.06.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.06.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.07.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.07.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.07.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.07.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.07.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.07.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.08.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.08.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.08.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.08.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.08.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.08.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.09.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.09.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA *Costo a :* **Diciembre - 2019**

						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.09.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.09.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.09.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.09.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.10.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.10.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

	22.51
Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.10.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.10.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.10.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Partida **02.01.10.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.11.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.11.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.11.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.11.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.11.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.11.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA ***Costo a :*** **Diciembre - 2019**

47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.12.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.12.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.12.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.12.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.12.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.12.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA *Costo a :* **Diciembre - 2019**

						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.13.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.13.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.13.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.13.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.13.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.13.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.14.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.14.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.14.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53

Costo Unitario por M3 : 408.43

Partida **02.01.14.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20

Costo Unitario por KG : 4.53

Partida **02.01.14.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59

Costo Unitario por M2 : 61.64

Partida **02.01.14.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"
Sub Presupuesto	**02 - MURO CON CONTRAFUERTE**
Cliente	Universidad Calotica de Santa Maria
Ubicación	JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

	39.41
Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.15.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 — **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.15.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS — **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.15.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 — **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Partida **02.01.15.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.15.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.15.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Partida **02.01.16.01.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.16.01.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS **Rend:** 25.0000 M2/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	22.96	7.35
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						30.28
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.28	0.91
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.51
					Costo Unitario por M2 :	**58.92**

Partida **02.01.16.01.03** ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2 **Rend:** 25.0000 M3/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0320	25.26	0.81
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.6400	22.96	14.69
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6400	18.16	11.62
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6400	16.41	10.50
						37.62
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	37.62	1.13
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.6400	10.00	6.40
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						37.53
					Costo Unitario por M3 :	**408.43**

Partida **02.01.16.02.01** ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2 **Rend:** 250.0000 KG/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **02 - MURO CON CONTRAFUERTE**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Diciembre - 2019**

47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	25.26	0.08
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	22.96	0.73
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	18.16	0.58
						1.39
	Materiales					
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.74	0.28
03 00690	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	KG		1.0700	2.49	2.66
						2.94
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.39	0.04
48 00691	CIZALLA	HM	1.000	0.0320	5.00	0.16
						0.20
					Costo Unitario por KG :	**4.53**

Partida **02.01.16.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE. **Rend:** 23.0000 M2/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0348	25.26	0.88
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3478	22.96	7.99
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.6957	18.16	12.63
47 00009	PEON	HH	2.000	0.6957	16.41	11.42
						32.92
	Materiales					
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.83	0.97
02 01364	CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	KG		0.2000	4.15	0.83
29 09549	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.67	1.73
30 09546	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						6.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.92	0.99
48 09545	ENCOFRADO METALICO	M2		1.0000	21.60	21.60
						22.59
					Costo Unitario por M2 :	**61.64**

Partida **02.01.16.02.03** MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2 **Rend:** 20.0000 M3/DIA

Código	*Descripción Insumo*	*Unidad*	*Cuadrilla*	*Cantidad*	*Precio*	*Parcial*
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	25.26	1.01
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	22.96	18.37
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.8000	18.16	14.53
47 00009	PEON	HH	2.000	0.8000	16.41	13.13
						47.04
	Materiales					
21 09547	CONCRETO PRE-MEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3		1.0500	317.41	333.28
						333.28
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	47.04	1.41
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	2.000	0.8000	10.00	8.00
49 09548	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	30.00	30.00
						39.41
					Costo Unitario por M3 :	**419.73**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Costo Hora - Hombre en Edificacion del 01.06.2019 al 31.05.2020			
DESCRIPCION	**CATEGORIA**		
	OPERARIO	**OFICIAL**	**PEON**
Remuneración Básica del 01.06.2019 al 31.05.2020	70.30	55.40	49.70
Total Leyes Sociales sobre la Remuneracion Basica	82.08	64.53	57.89
Operario 116.75%			
Oficial 116.48%			
Peón 116.47%			
Bonificacion Unificada de Construcción (BUC)	22.50	16.62	14.91
Seguro de vida - ESSALUD- vida (S/.5.00 al mes)	0.17	0.17	0.17
Bonif.Movilidad Acumulada	8.00	8.00	8.00
(Pliego Resuelto 2019 - 2020)			
Overol (Res. Direc. N°777-87-DR-LIM de 08.07.87)	0.60	0.60	0.60
(2 x S/ 90.00)/302		-	-
Total por día de 8 horas	183.64	145.32	131.27
Costo Hora Hombre (HH) S/.	**22.96**	**18.16**	**16.41**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

SODIMAC Homecenter | Constructor | Maestro

¿Qué estás buscando?

AREQUIPA 0 Mi cuenta

AIRE LIBRE, JARDIN Y MASCOTAS | AUTOMÓVIL | BAÑO Y COCINA | CONSTRUCCIÓN Y ACABADOS | DECORACIÓN E ILUMINACIÓN | ELECTROHOGAR Y CLIMATIZACIÓN | HERRAMIENTAS Y MAQUINARIAS | MUEBLES Y ORGANIZACIÓN | PISOS, PINTURAS Y TERMINACIONES | DESTACADOS | SERVICIOS HOGAR | CATÁLOGOS E INSPIRACIÓN

Volver a resultados | Sodimac.com.pe > Campanas > Materiales para tu Obra > Barra Corrugada > Aceros Arequipa Barras de Acero 5/8"

Barras de Acero 5/8" Aceros Arequipa

SKU 21124-9 | ★★★★★ 5.0 (3) Compartir



Imagen

Precio corresponde a tienda:**Arequipa.**
El precio puede cambiar al modificar la ciudad de despacho o retiro.

S/ **41.07** C/U

Acumulas: 41 CMR Puntos

Cantidad 1 + −

Agregar al carro | Agregar a mi lista

REVISA LA DISPONIBILIDAD DE ESTE PRODUCTO AQUÍ:

Disponible para despacho a domicilio

Disponible para retiro en tienda

Stock disponible en tiendas

SODIMAC Homecenter | Constructor | Maestro

¿Qué estás buscando?

AREQUIPA 0 Mi cuenta

AIRE LIBRE, JARDIN Y MASCOTAS | AUTOMÓVIL | BAÑO Y COCINA | CONSTRUCCIÓN Y ACABADOS | DECORACIÓN E ILUMINACIÓN | ELECTROHOGAR Y CLIMATIZACIÓN | HERRAMIENTAS Y MAQUINARIAS | MUEBLES Y ORGANIZACIÓN | PISOS, PINTURAS Y TERMINACIONES | DESTACADOS | SERVICIOS HOGAR | CATÁLOGOS E INSPIRACIÓN

Volver a resultados | Sodimac.com.pe > Construcción y Acabados > Materiales de Construcción > Alambres, mallas y mangas > Alambres > Recocido > Prodac Alambre Recocido N° 16 10 kg

Alambre Recocido N° 16 10 kg Prodac

SKU 155442-5 | ★★★★★ Compartir



Imagen

Precio corresponde a tienda:**Arequipa.**
El precio puede cambiar al modificar la ciudad de despacho o retiro.

DESPACHO A NIVEL NACIONAL

S/ **55.90** C/U

Acumulas: 55 CMR Puntos

Cantidad 1 + −

Agregar al carro | Agregar a mi lista

REVISA LA DISPONIBILIDAD DE ESTE PRODUCTO AQUÍ:

Disponible para despacho a domicilio

Disponible para retiro en tienda

Stock disponible en tiendas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

SODIMAC
Homecenter | Constructor | Maestro

¿Qué estás buscando?

AREQUIPA 0 Mi cuenta

AIRE LIBRE, JARDIN Y MASCOTAS | AUTOMÓVIL | BAÑO Y COCINA | CONSTRUCCIÓN Y ACABADOS | DECORACIÓN E ILUMINACIÓN | ELECTROHOGAR Y CLIMATIZACIÓN | HERRAMIENTAS Y MAQUINARIAS | MUEBLES Y ORGANIZACIÓN | PISOS, PINTURAS Y TERMINACIONES | DESTACADOS | SERVICIOS HOGAR | CATÁLOGOS E INSPIRACIÓN

Volver a resultados | Sodimac.com.pe > Construcción y Acabados > Fijaciones y Adhesivos > Tornillos, clavos y tarugos > Clavos > Prodac Clavos albañil 3" 1 kg

Clavos albañil 3" 1 kg Prodac

SKU 12042-1 | ☆☆☆☆☆ Compartir



Imagen

Precio corresponde a tienda:**Arequipa.**
El precio puede cambiar al modificar la ciudad de despacho o retiro.

DELIVERY EN 90 MINUTOS

S/ **4.90** C/U

Acumulas: 4 CMR Puntos

Cantidad 1 + −

Agregar al carro | Agregar a mi lista

REVISA LA DISPONIBILIDAD DE ESTE PRODUCTO AQUÍ:

Disponible para despacho a domicilio

Disponible para retiro en tienda

Stock disponible en tiendas

SODIMAC
Homecenter | Constructor | Maestro

¿Qué estás buscando?

AREQUIPA 0 Mi cuenta

AIRE LIBRE, JARDIN Y MASCOTAS | AUTOMÓVIL | BAÑO Y COCINA | CONSTRUCCIÓN Y ACABADOS | DECORACIÓN E ILUMINACIÓN | ELECTROHOGAR Y CLIMATIZACIÓN | HERRAMIENTAS Y MAQUINARIAS | MUEBLES Y ORGANIZACIÓN | PISOS, PINTURAS Y TERMINACIONES | DESTACADOS | SERVICIOS HOGAR | CATÁLOGOS E INSPIRACIÓN

Volver a resultados | Sodimac.com.pe > Construcción y Acabados > Materiales de Construcción > Alambres, mallas y mangas > Alambres > Recocido > Prodac Alambre Recocido Nº 8 25 kg

Alambre Recocido Nº 8 25 kg Prodac

SKU 30019-4 | ☆☆☆☆☆ Compartir



Imagen

Precio corresponde a tienda:**Arequipa.**
El precio puede cambiar al modificar la ciudad de despacho o retiro.

S/ **142.50** C/U

Acumulas: 142 CMR Puntos

Cantidad 1 + −

Agregar al carro | Agregar a mi lista

REVISA LA DISPONIBILIDAD DE ESTE PRODUCTO AQUÍ:

Disponible para despacho a domicilio

Disponible para retiro en tienda

Stock disponible en tiendas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

SODIMAC
Homecenter | Constructor | Maestro

¿Qué estás buscando?

AREQUIPA 0 Mi cuenta

AIRE LIBRE, JARDÍN Y MASCOTAS | AUTOMÓVIL | BAÑO Y COCINA | CONSTRUCCIÓN Y ACABADOS | DECORACIÓN E ILUMINACIÓN | ELECTROHOGAR Y CLIMATIZACIÓN | HERRAMIENTAS Y MAQUINARIAS | MUEBLES Y ORGANIZACIÓN | PISOS, PINTURAS Y TERMINACIONES | DESTACADOS | SERVICIOS HOGAR | CATÁLOGOS E INSPIRACIÓN

Volver a resultados | Sodimac.com.pe > Campanas > Sika > Sika Antisol para concreto 4L

Antisol para concreto 4L Sika

SKU 233908-0 | Compartir



Imagen

Precio corresponde a tienda: **Arequipa.**
El precio puede cambiar al modificar la ciudad de despacho o retiro.

DELIVERY EN 90 MINUTOS

S/ **40.90** C/U

Acumulas: 40 CMR Puntos

Cantidad 1 + −

Agregar al carro | Agregar a mi lista

REVISA LA DISPONIBILIDAD DE ESTE PRODUCTO AQUÍ:

Disponible para despacho a domicilio

Disponible para retiro en tienda

Stock disponible en tiendas

Sika® Separol® W-320	
Precio de cilindro	S/. 900 + IGV
(÷) Contenido de tambor	200 L
(÷) Rendimiento real	80 m²/ L
Costo por m²	S/. 0.06

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CONCRETOS SUPERMIX
Productos de Alta Resistencia

Variante de Uchumayo Km 5,5, Sector el Cural, Distrito de Cerro Colorado– Arequipa – Perú
Teléfono: 054 – 599370 Anexo 4814 / Celular Ventas: RPM: #942189980 / E-mail: iarana@supermix.com.pe / Web site: www.supermix.com.pe

ANEXO I

PRECIOS DE CONCRETO PREMEZCLADO
OBRA: UBICADA EN CIUDAD AREQUIPA.

CANT (M3)	DESCRIPCIÓN DE CONCRETO PREMEZCLADO (2), (3)	PRECIO UNITARIO Nuevos Soles (S/.) (Sin IGV) (1),(2)	IGV (18%)	PRECIO UNITARIO Nuevos Soles (S/.) (Con IGV) (1), (2)
CONCRETO PREMEZCLADO:				
156.00	Concreto Premezclado f'c 100 kg/cm2, Con Cemento Tipo IP, Piedra de 1" (Huso 57), Slump de 2 a 4, No Bombeable	250.48	45.09	295.57
364.00	Concreto Premezclado f'c 175 kg/cm2, Con Cemento Tipo IP, Piedra de 3/4" (Huso 67), Slump de 4 a 6, Bombeable	301.80	54.32	356.12
3,250.00	Concreto Premezclado f'c 210 kg/cm2, Con Cemento Tipo IP, Piedra de 3/4" (Huso 67), Slump de 4 a 6, Bombeable	317.41	57.13	374.54
6,135.00	Concreto Premezclado f'c 280 kg/cm2, Con Cemento Tipo IP, Piedra de 3/4" (Huso 67), Slump de 4 a 6, Bombeable	346.69	62.40	409.09
1,333.00	Concreto Premezclado f'c 350 kg/cm2, Con Cemento Tipo IP, Piedra de 3/4" (Huso 67), Slump de 4 a 6, Bombeable	379.12	68.24	447.36

(1) Precios sujetos a reajuste en caso de variaciones de precios de los productos y/o servicios cotizados, en cuyo caso se emitirá la Nota de Débito correspondiente, la misma que deberá ser cancelada antes de entrega de productos y/o servicios.
(2) Precios válidos por (01) un mes.

ANEXO II

PRECIOS DE SERVICIO DE BOMBEO DE CONCRETO PREMEZCLADO

CANT (M3)	DESCRIPCIÓN (2), (3)	PRECIO UNITARIO Nuevos Soles (S/.) (Sin IGV) (1)	IGV (18%)	PRECIO UNITARIO Nuevos Soles (S/.) (Con IGV) (1)
SERVICIO DE BOMBEO DE CONCRETO:				
01	SERVICIO DE BOMBEO DE CONCRETO, con Bomba concretera de Brazo Telescópico de (19 a 36m) de alcance. (Consultar en planta que tipo de Bomba Tienen)	30.00	5.40	35.40
01	SERVICIO DE BOMBEO DE CONCRETO, con Bomba concretera Estacionaria de 100m de alcance. (Consultar en planta que tipo de Bomba Tienen)	25.00	4.50	29.50

(1) Precios sujetos a reajuste en caso de variaciones de precios de los productos y/o servicios cotizados, en cuyo caso se emitirá la Nota de Débito correspondiente, la misma que deberá ser cancelada antes de entrega de productos y/o servicios.
(2) El Servicio de bombeo deberá ser coordinado con la debida anticipación, Solo se bombearan concretos de SLUMP de 4 a 6 pulgadas.
(3) El tipo de bomba será determinado por personal Supermix, previa verificación de ingresos a obra y usos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS COMPARATIVO - METRADOS

Proyecto	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"
Sub Presupuesto	**01 - MURO DE CONTENCION**
Cliente	Universidad Calotica de Santa Maria
Ubicación	JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA
Localidad	AV. AVELINO CACERES

Item	*Descripción*	*Unidad*	*Metrado 01: M.Voladizo*	*Metrado 02: Contrafuerte*	*Diferencia*	*Porcentaje*
01	ESTRUCTURAS					
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
01.01.01	MURO TIPO C - H=2.00 m					
01.01.01.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	207.31	284.93	-77.62	-27.24%
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.30	6.30	-	0.00%
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.05	4.05	-	0.00%
01.01.01.02	PANTALLA					
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	225.12	378.48	-153.36	-40.52%
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	30.60	37.08	-6.48	-17.48%
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	3.83	4.47	-0.64	-14.32%
01.01.02	MURO TIPO D - H=2.50 m					
01.01.02.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.02.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	457.44	457.44	-	0.00%
01.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.60	8.60	-	0.00%
01.01.02.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	6.30	6.30	-	0.00%
01.01.02.02	PANTALLA					
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	283.08	437.92	-154.84	-35.36%
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	37.80	47.88	-10.08	-21.05%
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	4.73	5.73	-1.00	-17.45%
01.01.03	MURO TIPO E - H=3.00 m					
01.01.03.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	505.15	505.15	-	0.00%
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	8.80	8.80	-	0.00%
01.01.03.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	7.20	7.20	-	0.00%
01.01.03.02	PANTALLA					
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	349.02	518.67	-169.65	-32.71%
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	46.80	61.92	-15.12	-24.42%
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	5.85	7.36	-1.51	-20.52%
01.01.04	MURO TIPO F - H=3.50 m					
01.01.04.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.04.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	636.36	636.36	-	0.00%
01.01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.20	9.20	-	0.00%
01.01.04.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.00	9.00	-	0.00%
01.01.04.02	PANTALLA					
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	503.40	612.22	-108.82	-17.77%
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	55.80	78.12	-22.32	-28.57%
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	6.98	9.21	-2.23	-24.21%
01.01.05	MURO TIPO G - H=4.00 m					
01.01.05.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	684.07	684.07	-	0.00%
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	9.40	9.40	-	0.00%
01.01.05.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	9.90	9.90	-	0.00%
01.01.05.02	PANTALLA					
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	739.49	698.98	40.51	5.48%
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	64.80	94.32	-29.52	-31.30%
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	8.10	11.05	-2.95	-26.70%
01.01.06	MURO TIPO H - H=4.50 m					
01.01.06.01	CIMENTACION - ZAPATA					
01.01.06.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	761.60	761.60	-	0.00%
01.01.06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	10.80	10.80	-	0.00%
01.01.06.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	12.15	12.15	-	0.00%
01.01.06.02	PANTALLA					
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	977.42	795.92	181.50	18.57%
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	72.90	107.70	-34.80	-32.31%
01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.11	12.59	-3.48	-27.64%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS COMPARATIVO - METRADOS

Proyecto "ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"

Sub Presupuesto **01 - MURO DE CONTENCION**

Cliente Universidad Calotica de Santa Maria

Ubicación JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA

Localidad AV. AVELINO CACERES

01.01.07	**MURO TIPO I - H=5.00 m**					
01.01.07.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,059.47	1,059.47	-	0.00%
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	12.50	12.50	-	0.00%
01.01.07.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	15.75	15.75	-	0.00%
01.01.07.02	**PANTALLA**					
01.01.07.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,268.21	916.07	352.14	27.77%
01.01.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	81.00	127.80	-46.80	-36.62%
01.01.07.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	11.14	15.82	-4.68	-29.58%
01.01.08	**MURO TIPO J - H=5.50 m**					
01.01.08.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,237.22	1,136.30	100.92	8.16%
01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	14.03	14.03	-	0.00%
01.01.08.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	18.56	18.56	-	0.00%
01.01.08.02	**PANTALLA**					
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,511.36	1,042.11	469.25	31.05%
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	89.10	144.54	-55.44	-38.36%
01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	13.37	18.91	-5.54	-29.30%
01.01.09	**MURO TIPO K - H=6.00 m**					
01.01.09.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,701.30	1,701.30	-	0.00%
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	15.90	15.90	-	0.00%
01.01.09.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	22.95	22.95	-	0.00%
01.01.09.02	**PANTALLA**					
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	1,893.57	1,177.73	715.84	37.80%
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	97.20	168.48	-71.28	-42.31%
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	14.58	21.71	-7.13	-32.84%
01.01.10	**MURO TIPO L - H=6.50 m**					
01.01.10.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					
01.01.10.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,038.94	1,822.36	216.58	10.62%
01.01.10.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	17.55	17.55	-	0.00%
01.01.10.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	26.33	26.33	-	0.00%
01.01.10.02	**PANTALLA**					
01.01.10.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,463.47	1,372.48	1,090.99	44.29%
01.01.10.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	105.30	187.22	-81.92	-43.76%
01.01.10.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	17.11	25.30	-8.19	-32.37%
01.01.11	**MURO TIPO M - H=7.00 m**					
01.01.11.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					
01.01.11.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,174.34	1,943.41	230.93	10.62%
01.01.11.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	19.25	19.25	-	0.00%
01.01.11.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	29.93	29.93	-	0.00%
01.01.11.02	**PANTALLA**					
01.01.11.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,156.32	1,469.63	1,686.69	53.44%
01.01.11.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	113.40	204.12	-90.72	-44.44%
01.01.11.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	18.43	27.50	-9.07	-32.98%
01.01.12	**MURO TIPO N - H=7.50 m**					
01.01.12.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					
01.01.12.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	2,787.79	2,300.15	487.64	17.49%
01.01.12.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	21.38	21.38	-	0.00%
01.01.12.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	35.44	35.44	-	0.00%
01.01.12.02	**PANTALLA**					
01.01.12.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,524.49	1,727.16	1,797.33	51.00%
01.01.12.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	121.50	230.86	-109.36	-47.37%
01.01.12.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	21.26	32.20	-10.94	-33.98%
01.01.13	**MURO TIPO O - H=8.00 m**					
01.01.13.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					
01.01.13.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,667.31	3,361.89	305.42	8.33%
01.01.13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	23.60	23.60	-	0.00%
01.01.13.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	41.40	41.40	-	0.00%
01.01.13.02	**PANTALLA**					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANALISIS COMPARATIVO - METRADOS

Proyecto	"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CACERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION"
Sub Presupuesto	**01 - MURO DE CONTENCION**
Cliente	Universidad Calotica de Santa Maria
Ubicación	JOSE L. BUSTAMANTE Y RIVERO - AREQUIPA - AREQUIPA
Localidad	AV. AVELINO CACERES

01.01.13.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	3,971.30	2,057.68	1,913.62	48.19%
01.01.13.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	129.60	259.20	-129.60	-50.00%
01.01.13.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	24.30	37.26	-12.96	-34.78%
01.01.14	**MURO TIPO P - H=8.50 m**					
01.01.14.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					
01.01.14.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	4,285.47	3,536.22	749.25	17.48%
01.01.14.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	25.50	25.50	-	0.00%
01.01.14.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	45.90	45.90	-	0.00%
01.01.14.02	**PANTALLA**					
01.01.14.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	5,394.57	2,376.59	3,017.98	55.94%
01.01.14.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	137.70	283.06	-145.36	-51.35%
01.01.14.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	25.82	40.36	-14.54	-36.03%
01.01.15	**MURO TIPO Q - H=9.00 m**					
01.01.15.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					
01.01.15.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	4,629.65	3,817.83	811.82	17.54%
01.01.15.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	27.90	27.90	-	0.00%
01.01.15.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	52.65	52.65	-	0.00%
01.01.15.02	**PANTALLA**					
01.01.15.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	6,081.80	2,634.14	3,447.66	56.69%
01.01.15.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	145.80	314.28	-168.48	-53.61%
01.01.15.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	29.16	46.01	-16.85	-36.62%
01.01.16	**MURO TIPO R - H=9.50 m**					
01.01.16.01	**CIMENTACION - ZAPATA**					
01.01.16.01.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	5,688.79	3,992.16	1,696.63	29.82%
01.01.16.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	29.93	29.93	-	0.00%
01.01.16.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	57.71	57.71	-	0.00%
01.01.16.02	**PANTALLA**					
01.01.16.02.01	ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2	KG	6,439.45	2,873.15	3,566.30	55.38%
01.01.16.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	153.90	338.62	-184.72	-54.55%
01.01.16.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	32.70	51.18	-18.48	-36.11%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

ANALISIS COMPARATIVO ECONOMICO DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE

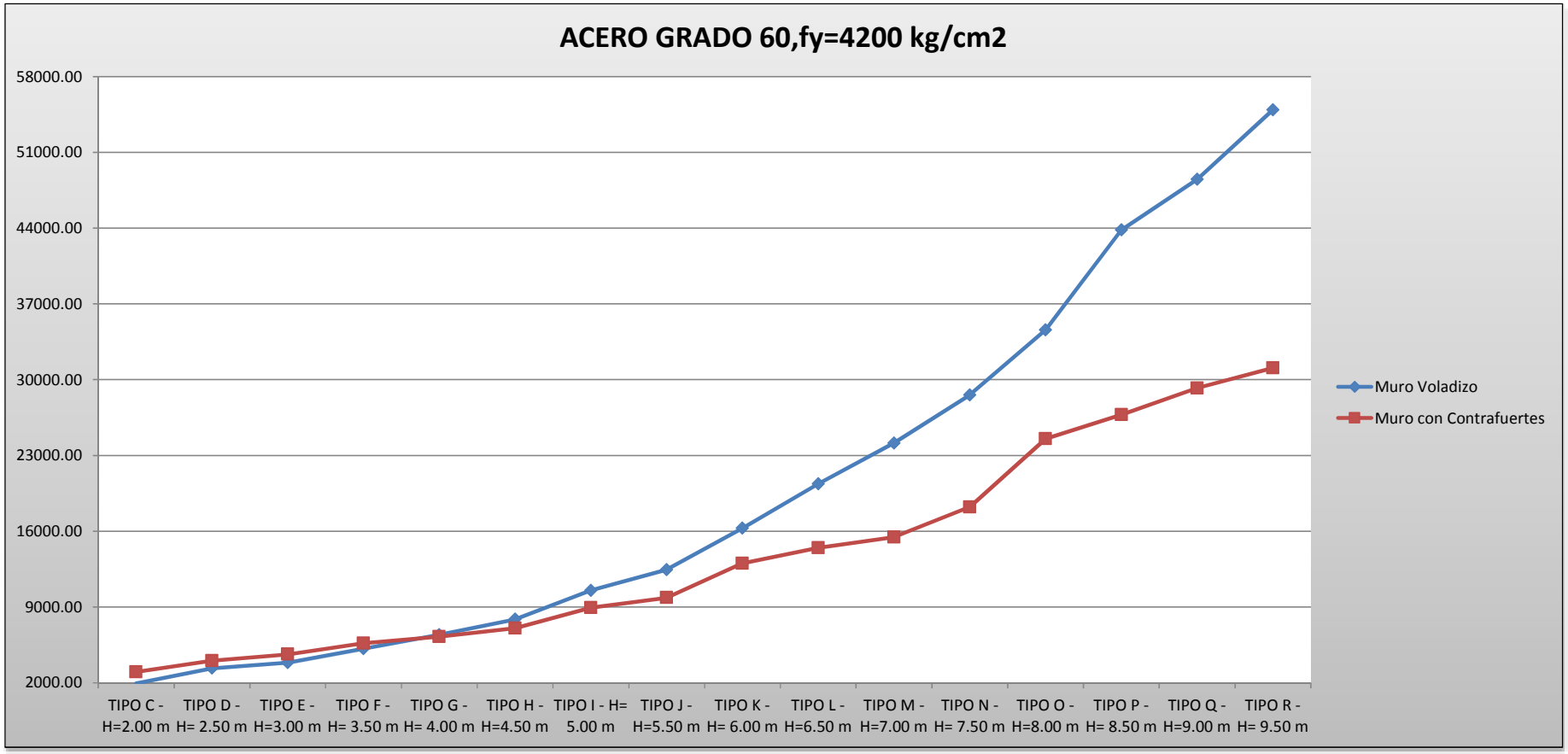
TIPO DE MURO	ALTURA	MURO EN VOLADIZO																	
		ACERO					ENCOFRADO							CONCRETO					
		ZAPATA	PANTALLA	SUMA	PRECIO	TOTAL	ZAPATA	PRECIO	PARCIAL	PANTALLA	PRECIO	PARCIAL	TOTAL	ZAPATA	PRECIO	PARCIAL	PANTALLA	PRECIO	PARCIAL	TOTAL
TIPO C	2.00	207.31	225.12	432.43	4.53	1958.92	6.30	58.92	371.20	30.60	58.92	1802.95	2174.15	4.05	408.43	1654.14	3.83	419.73	1605.47	3259.61
TIPO D	2.50	457.44	283.08	740.52	4.53	3354.55	8.60	58.92	506.71	37.80	58.92	2227.18	2733.89	6.30	408.43	2573.11	4.73	419.73	1983.22	4556.33
TIPO E	3.00	505.15	349.02	854.17	4.53	3869.39	8.80	58.92	518.50	46.80	58.92	2757.46	3275.95	7.20	408.43	2940.70	5.85	419.73	2455.42	5396.12
TIPO F	3.50	636.36	503.40	1139.76	4.53	5163.11	9.20	58.92	542.06	55.80	58.92	3287.74	3829.80	9.00	408.43	3675.87	6.98	419.73	2927.62	6603.49
TIPO G	4.00	684.07	739.49	1423.56	4.53	6448.72	9.40	58.92	553.85	64.80	58.92	3818.02	4371.86	9.90	408.43	4043.46	8.10	419.73	3399.81	7443.27
TIPO H	4.50	761.60	977.42	1739.03	4.53	7877.79	10.80	58.92	636.34	72.90	58.92	4295.27	4931.60	12.15	408.43	4962.42	9.11	419.73	3824.79	8787.21
TIPO I	5.00	1059.47	1268.21	2327.68	4.53	10544.38	12.50	58.92	736.50	81.00	58.92	4772.52	5509.02	15.75	408.43	6432.77	11.14	419.73	4674.74	11107.52
TIPO J	5.50	1237.22	1511.36	2748.58	4.53	12451.05	14.03	58.92	826.35	89.10	58.92	5249.77	6076.13	18.56	408.43	7581.48	13.37	419.73	5609.69	13191.17
TIPO K	6.00	1701.30	1893.57	3594.88	4.53	16284.79	15.90	58.92	936.83	97.20	58.92	5727.02	6663.85	22.95	408.43	9373.47	14.58	419.73	6119.66	15493.13
TIPO L	6.50	2038.94	2463.47	4502.41	4.53	20395.90	17.55	58.92	1034.05	105.30	58.92	6204.28	7238.32	26.33	408.43	10751.92	17.11	419.73	7182.29	17934.21
TIPO M	7.00	2174.34	3156.32	5330.65	4.53	24147.87	19.25	58.92	1134.21	113.40	58.92	6681.53	7815.74	29.93	408.43	12222.27	18.43	419.73	7734.57	19956.84
TIPO N	7.50	2787.79	3524.49	6312.28	4.53	28594.64	21.38	58.92	1259.42	121.50	58.92	7158.78	8418.20	35.44	408.43	14473.74	21.26	419.73	8924.51	23398.25
TIPO O	8.00	3667.31	3971.30	7638.61	4.53	34602.92	23.60	58.92	1390.51	129.60	58.92	7636.03	9026.54	41.40	408.43	16909.00	24.30	419.73	10199.44	27108.44
TIPO P	8.50	4285.47	5394.57	9680.04	4.53	43850.59	25.50	58.92	1502.46	137.70	58.92	8113.28	9615.74	45.90	408.43	18746.94	25.82	419.73	10837.09	29584.03
TIPO Q	9.00	4629.65	6081.80	10711.44	4.53	48522.84	27.90	58.92	1643.87	145.80	58.92	8590.54	10234.40	52.65	408.43	21503.84	29.16	419.73	12239.33	33743.17
TIPO R	9.50	5688.79	6439.45	12128.24	4.53	54940.94	29.93	58.92	1763.18	153.90	58.92	9067.79	10830.97	57.71	408.43	23571.52	32.70	419.73	13726.56	37298.07

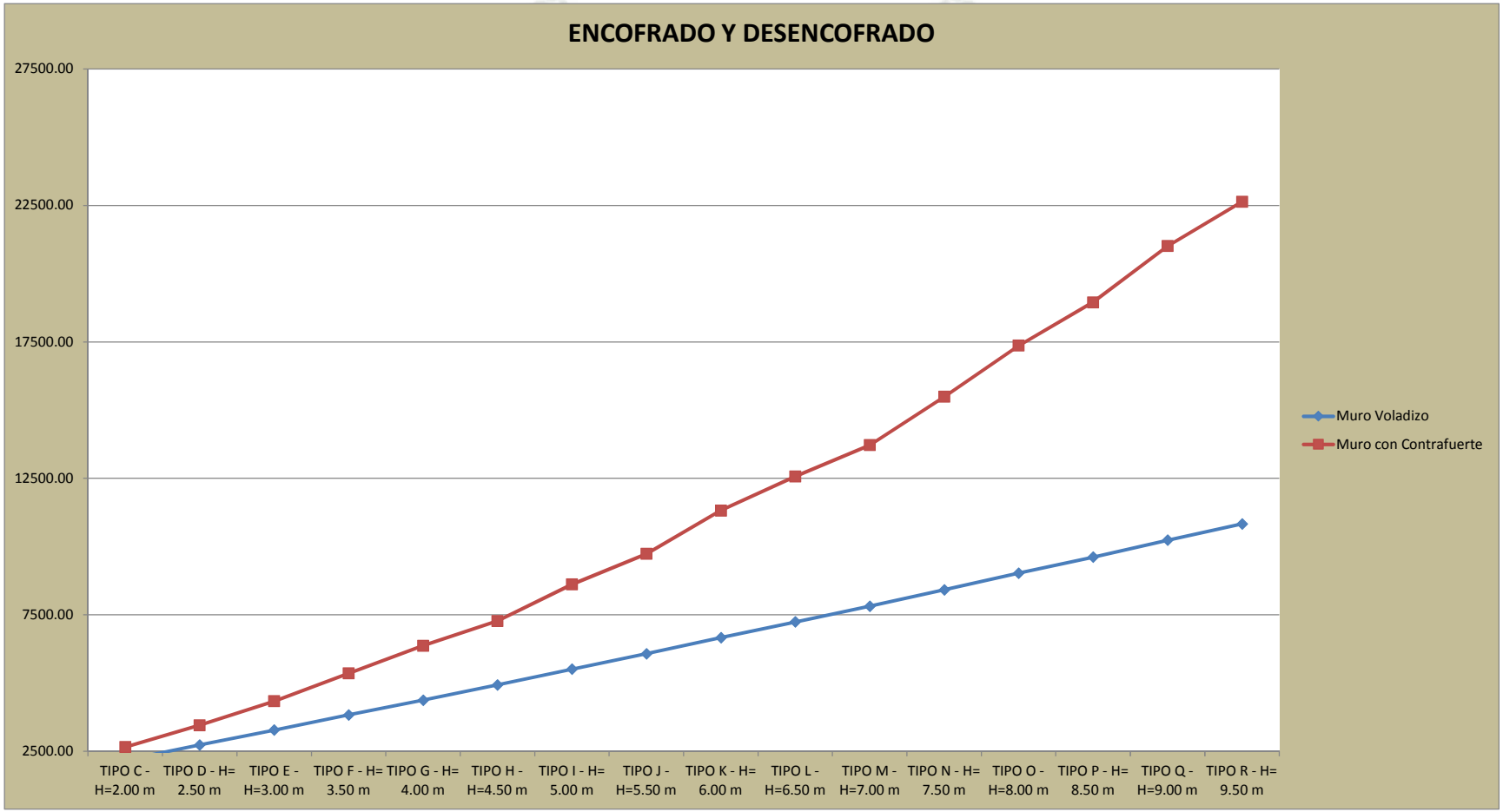
TIPO DE MURO	ALTURA	MURO CON CONTRAFUERTE																	
		ACERO					ENCOFRADO							CONCRETO					
		ZAPATA	PANTALLA	SUMA	PRECIO	TOTAL	ZAPATA	PRECIO	PARCIAL	PANTALLA	PRECIO	PARCIAL	TOTAL	ZAPATA	PRECIO	PARCIAL	PANTALLA	PRECIO	PARCIAL	TOTAL
TIPO C	2.00	284.93	378.48	663.41	4.53	3005.25	6.30	58.92	371.20	37.08	61.64	2285.61	2656.81	4.05	408.43	1654.14	4.47	419.73	1876.19	3530.33
TIPO D	2.50	457.44	437.92	895.36	4.53	4055.98	8.60	58.92	506.71	47.88	61.64	2951.32	3458.04	6.30	408.43	2573.11	5.73	419.73	2405.05	4978.16
TIPO E	3.00	505.15	518.67	1023.82	4.53	4637.91	8.80	58.92	518.50	61.92	61.64	3816.75	4335.24	7.20	408.43	2940.70	7.36	419.73	3089.21	6029.91
TIPO F	3.50	636.36	612.22	1248.58	4.53	5656.06	9.20	58.92	542.06	78.12	61.64	4815.32	5357.38	9.00	408.43	3675.87	9.21	419.73	3865.71	7541.58
TIPO G	4.00	684.07	698.98	1383.05	4.53	6265.22	9.40	58.92	553.85	94.32	61.64	5813.88	6367.73	9.90	408.43	4043.46	11.05	419.73	4638.02	8681.47
TIPO H	4.50	761.60	795.92	1557.52	4.53	7055.58	10.80	58.92	636.34	107.70	61.64	6638.63	7274.96	12.15	408.43	4962.42	12.59	419.73	5284.40	10246.83
TIPO I	5.00	1059.47	916.07	1975.54	4.53	8949.21	12.50	58.92	736.50	127.80	61.64	7877.59	8614.09	15.75	408.43	6432.77	15.82	419.73	6640.13	13072.90
TIPO J	5.50	1136.30	1042.11	2178.41	4.53	9868.20	14.03	58.92	826.35	144.54	61.64	8909.45	9735.80	18.56	408.43	7581.48	18.91	419.73	7937.09	15518.58
TIPO K	6.00	1701.30	1177.73	2879.03	4.53	13042.02	15.90	58.92	936.83	168.48	61.64	10385.11	11321.94	22.95	408.43	9373.47	21.71	419.73	9112.34	18485.81
TIPO L	6.50	1822.36	1372.48	3194.84	4.53	14472.63	17.55	58.92	1034.05	187.22	61.64	11540.24	12574.29	26.33	408.43	10751.92	25.30	419.73	10619.17	21371.09
TIPO M	7.00	1943.31	1469.63	3412.94	4.53	15460.62	19.25	58.92	1134.21	204.12	61.64	12581.96	13716.17	29.93	408.43	12222.27	27.50	419.73	11542.58	23764.84
TIPO N	7.50	2300.15	1727.16	4027.31	4.53	18243.71	21.38	58.92	1259.42	230.86	61.64	14230.21	15489.63	35.44	408.43	14473.74	32.20	419.73	13515.31	27989.04
TIPO O	8.00	3361.89	2057.68	5419.57	4.53	24550.65	23.60	58.92	1390.51	259.20	61.64	15977.09	17367.60	41.40	408.43	16909.00	37.26	419.73	15639.14	32548.14
TIPO P	8.50	3536.22	2376.59	5912.81	4.53	26785.03	25.50	58.92	1502.46	283.06	61.64	17447.82	18950.28	45.90	408.43	18746.94	40.36	419.73	16940.30	35687.24
TIPO Q	9.00	3817.83	2634.14	6451.97	4.53	29227.42	27.90	58.92	1643.87	314.28	61.64	19372.22	21016.09	52.65	408.43	21503.84	46.01	419.73	19311.78	40815.62
TIPO R	9.50	3992.16	2873.15	6865.31	4.53	31099.85	29.93	58.92	1763.18	338.62	61.64	20872.54	22635.72	57.71	408.43	23571.52	51.18	419.73	21481.78	45053.30

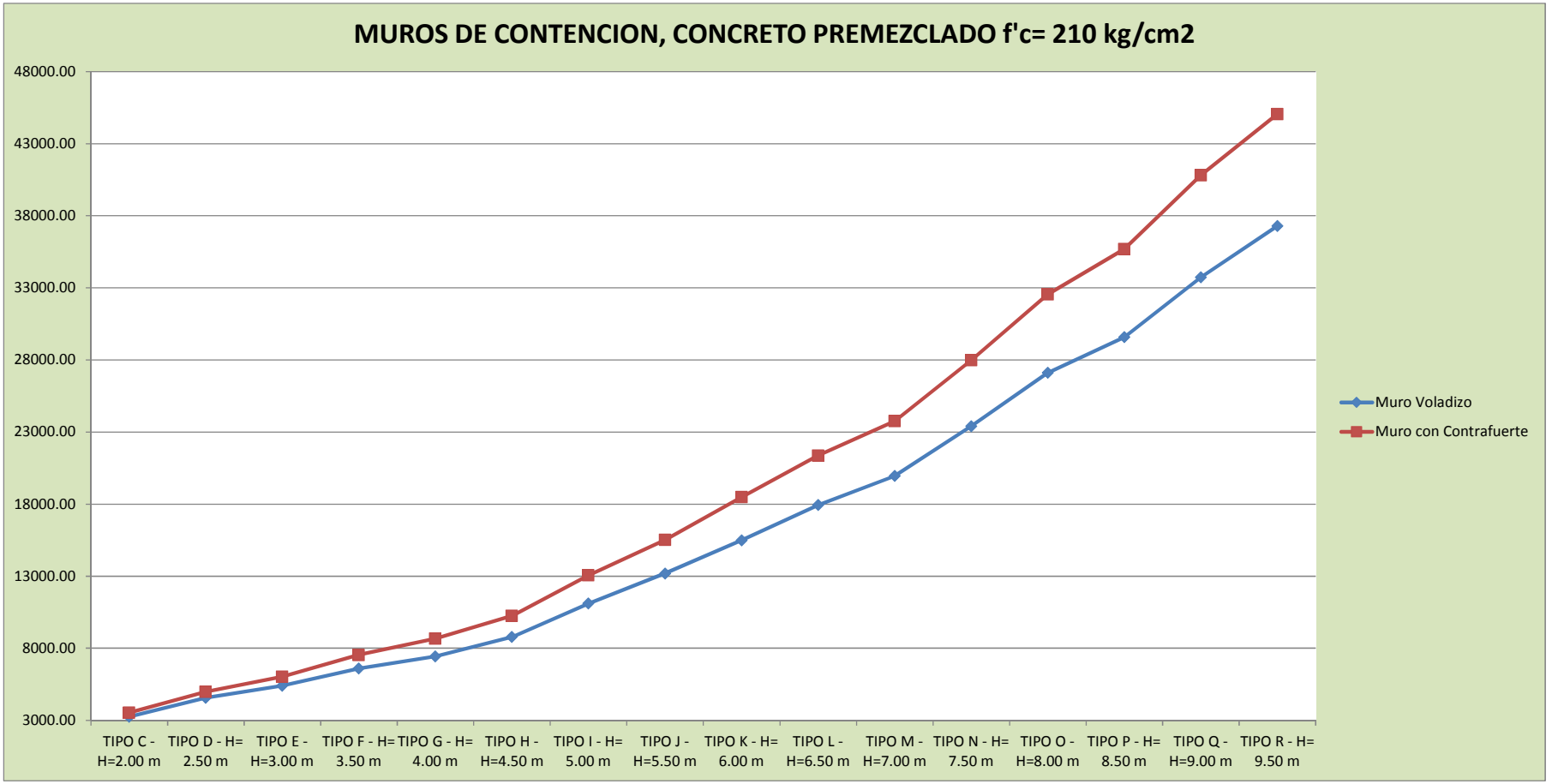
TIPO DE MURO	VOLADIZO PRECIO	CONTRAFUERTE PRECIO
TIPO C - H=2.00 m	7392.67	9192.39
TIPO D - H= 2.50 m	10644.77	12492.17
TIPO E - H=3.00 m	12541.46	15003.06
TIPO F - H= 3.50 m	15596.40	18555.03
TIPO G - H= 4.00 m	18263.86	21314.43
TIPO H - H=4.50 m	21596.61	24577.37
TIPO I - H= 5.00 m	27160.92	30636.20
TIPO J - H=5.50 m	31718.35	35122.57
TIPO K - H= 6.00 m	38441.77	42849.76
TIPO L - H=6.50 m	45568.44	48418.00
TIPO M - H=7.00 m	51920.45	52941.63
TIPO N - H= 7.50 m	60411.08	61722.38
TIPO O - H=8.00 m	70737.90	74466.39
TIPO P - H= 8.50 m	83050.36	81422.55
TIPO Q - H=9.00 m	92500.41	91059.13
TIPO R - H= 9.50 m	103069.98	98788.87

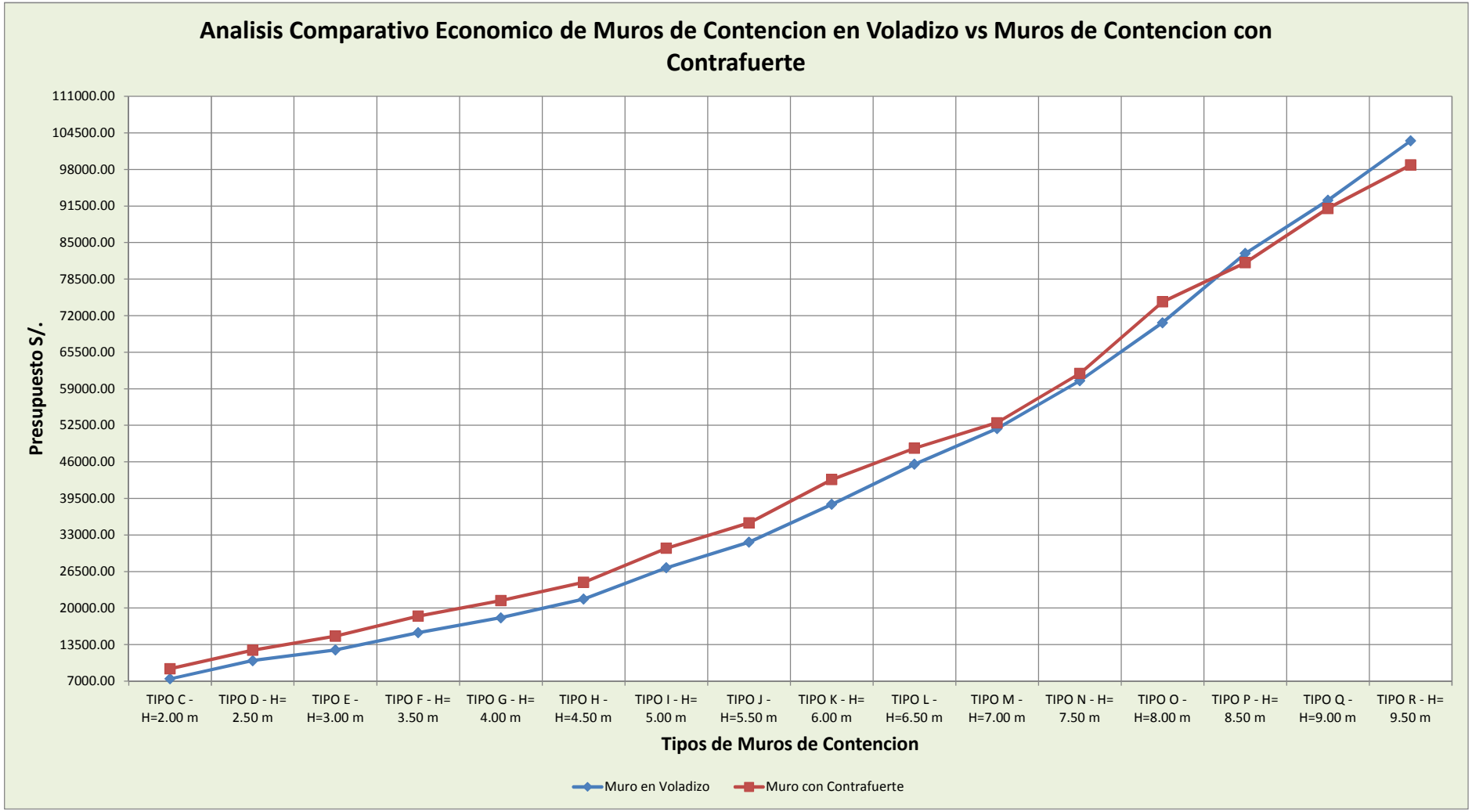
PRESUPUESTO				
Descripcion	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Diferencia	Porcentaje de Excedencia
Acero Grado 60, fy=4200 kg/cm2	S/. 323008.41	S/. 222375.33	S/. 100633.07	31.15%
Encofrado y Desencofrado	S/. 102746.17	S/. 180871.75	-S/. 78125.58	-43.19%
Concreto f'c=210 kg/cm2	S/. 264860.86	S/. 315314.84	-S/. 50453.98	-16.00%

METRADOS				
Descripcion	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuerte	Diferencia	Porcentaje de Excedencia
Acero Grado 60, fy=4200 kg/cm2	71304.28 kg	49089.48 kg	22214.81 kg	31.15%
Encofrado y Desencofrado	1743.83 m2	2945.83 m2	- 1202.00 m2	-40.80%
Concreto f'c=210 kg/cm2	641.67 m3	761.87 m3	- 120.21 m3	-15.78%


ACERO GRADO 60,fy=4200 kg/cm2
58000.00
51000.00
44000.00
37000.00
30000.00
23000.00
16000.00
9000.00
2000.00
TIPO C - H=2.00 m
TIPO D - H= 2.50 m
TIPO E - H=3.00 m
TIPO F - H= 3.50 m
TIPO G - H= 4.00 m
TIPO H - H=4.50 m
TIPO I - H= 5.00 m
TIPO J - H=5.50 m
TIPO K - H= 6.00 m
TIPO L - H=6.50 m
TIPO M - H=7.00 m
TIPO N - H= 7.50 m
TIPO O - H=8.00 m
TIPO P - H= 8.50 m
TIPO Q - H=9.00 m
TIPO R - H= 9.50 m
Muro Voladizo
Muro con Contrafuertes


ENCOFRADO Y DESENCOFRADO
27500.00
22500.00
17500.00
12500.00
7500.00
2500.00
TIPO C - H=2.00 m
TIPO D - H= 2.50 m
TIPO E - H=3.00 m
TIPO F - H= 3.50 m
TIPO G - H= 4.00 m
TIPO H - H=4.50 m
TIPO I - H= 5.00 m
TIPO J - H=5.50 m
TIPO K - H= 6.00 m
TIPO L - H=6.50 m
TIPO M - H=7.00 m
TIPO N - H= 7.50 m
TIPO O - H=8.00 m
TIPO P - H= 8.50 m
TIPO Q - H=9.00 m
TIPO R - H= 9.50 m
Muro Voladizo
Muro con Contrafuerte


MUROS DE CONTENCION, CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2
48000.00
43000.00
38000.00
33000.00
28000.00
23000.00
18000.00
13000.00
8000.00
3000.00
TIPO C - H=2.00 m
TIPO D - H= 2.50 m
TIPO E - H=3.00 m
TIPO F - H= 3.50 m
TIPO G - H= 4.00 m
TIPO H - H=4.50 m
TIPO I - H= 5.00 m
TIPO J - H=5.50 m
TIPO K - H= 6.00 m
TIPO L - H=6.50 m
TIPO M - H=7.00 m
TIPO N - H= 7.50 m
TIPO O - H=8.00 m
TIPO P - H= 8.50 m
TIPO Q - H=9.00 m
TIPO R - H= 9.50 m
Muro Voladizo
Muro con Contrafuerte


Analisis Comparativo Economico de Muros de Contencion en Voladizo vs Muros de Contencion con Contrafuerte
Presupuesto S/.
111000.00
104500.00
98000.00
91500.00
85000.00
78500.00
72000.00
65500.00
59000.00
52500.00
46000.00
39500.00
33000.00
26500.00
20000.00
13500.00
7000.00
TIPO C - H=2.00 m
TIPO D - H= 2.50 m
TIPO E - H=3.00 m
TIPO F - H= 3.50 m
TIPO G - H= 4.00 m
TIPO H - H=4.50 m
TIPO I - H= 5.00 m
TIPO J - H=5.50 m
TIPO K - H= 6.00 m
TIPO L - H=6.50 m
TIPO M - H=7.00 m
TIPO N - H= 7.50 m
TIPO O - H=8.00 m
TIPO P - H= 8.50 m
TIPO Q - H=9.00 m
TIPO R - H= 9.50 m
Tipos de Muros de Contencion
Muro en Voladizo
Muro con Contrafuerte

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANEXO Nº05: PLANOS

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

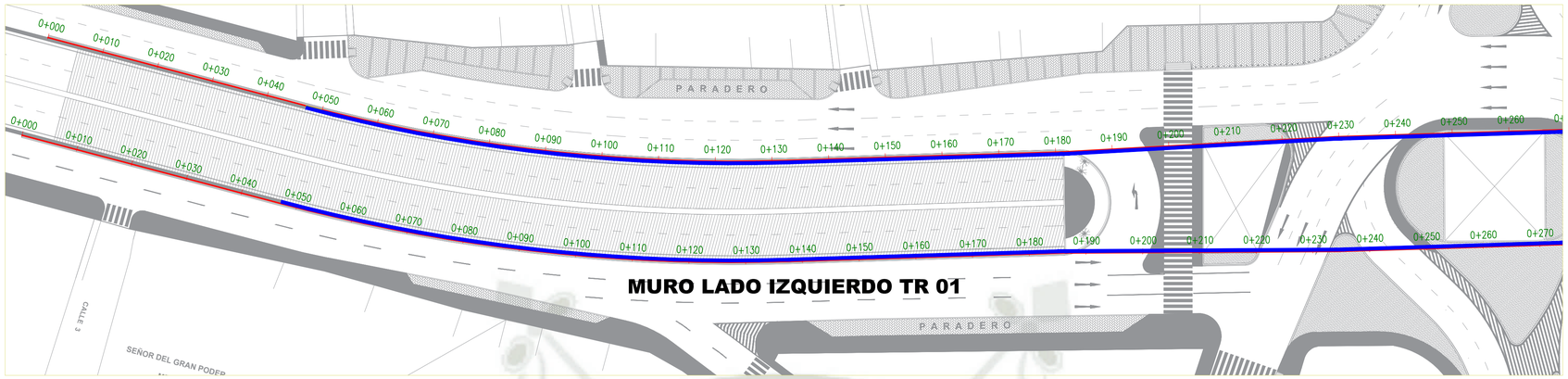
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

INDICE – PLANOS

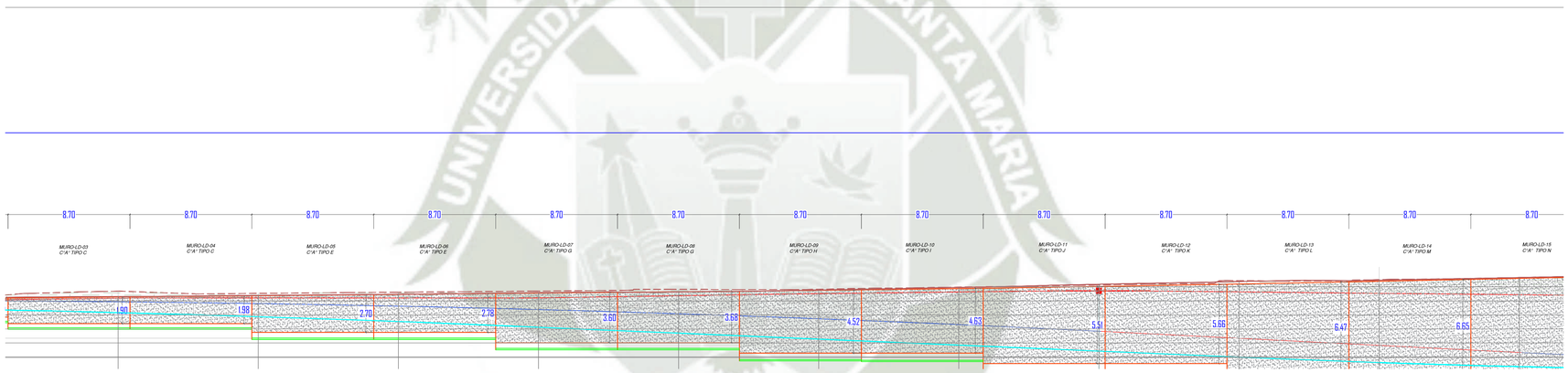
1. MUROS DE CONTENCIÓN - PERFIL EMS - MUROS-E-MC-01
2. MUROS DE CONTENCIÓN - PERFIL EMS - MUROS-E-MC-02
3. MUROS DE CONTENCIÓN - PERFIL EMS - MUROS-E-MC-03
4. MUROS DE CONTENCIÓN - PERFIL EMS - MUROS-E-MC-04
5. MUROS DE CONTENCIÓN - PLANTA - PERFIL-E-MC-01
6. MUROS DE CONTENCIÓN - PLANTA - PERFIL-E-MC-02
7. MUROS DE CONTENCIÓN - PLANTA - PERFIL-E-MC-03
8. MUROS DE CONTENCIÓN - PLANTA - PERFIL-E-MC-04
9. MUROS DE CONTENCIÓN - PLANTA - PERFIL-E-MC-05
10. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-06
11. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-07
12. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-08
13. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-09
14. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-10
15. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-11
16. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-12
17. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-13
18. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-14
19. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-15
20. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-16
21. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-17
22. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-18
23. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-19
24. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-20
25. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-21
26. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-22
27. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-23
28. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-24
29. MUROS DE CONTENCIÓN - SECCIONES TRANSVERSALES-E-MC-25

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



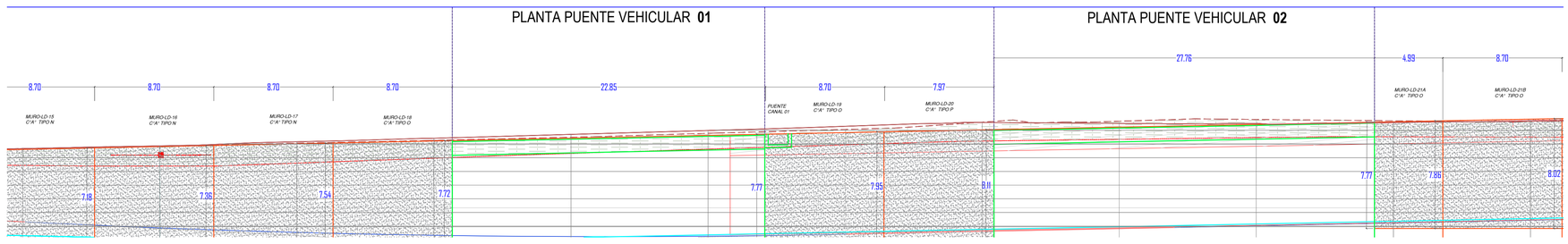
PLANTA MURO CONTENCION LADO IZQUIERDO

PROG. 0+000 @ 0+260.0 ESC. 1/500



PERFIL LONGITUDINAL LADO IZQUIERDO

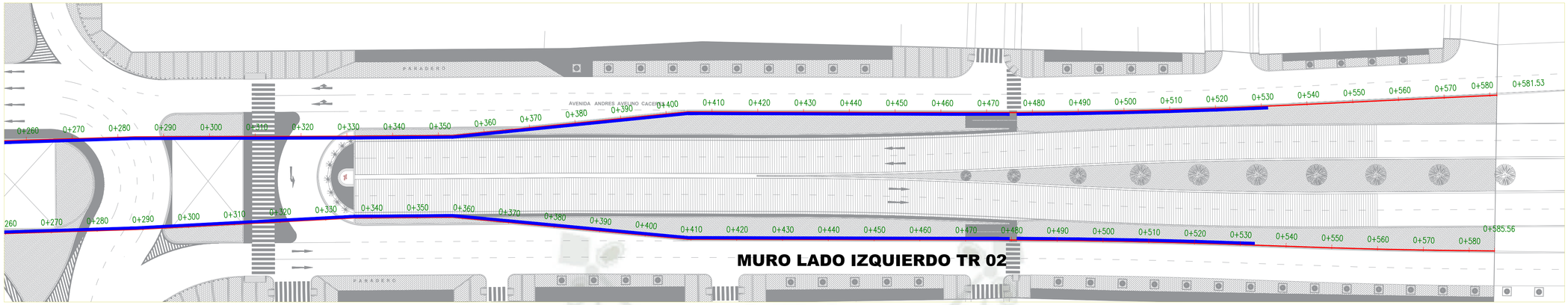
PROG. 0+050.0 @ 0+150.0 ESC. 1/200



PERFIL LONGITUDINAL LADO IZQUIERDO

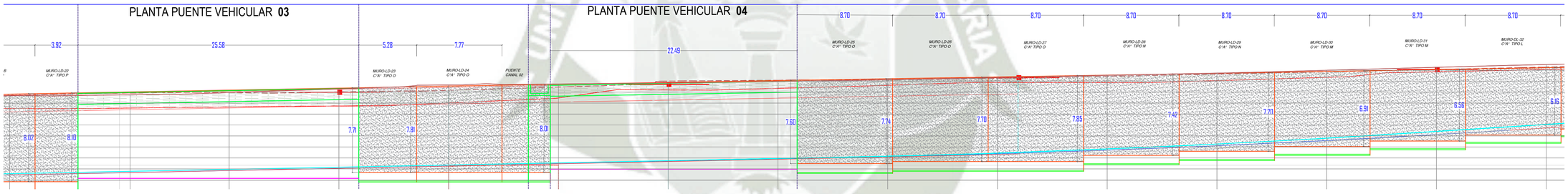
PROG. 0+150.0 @ 0+260.0 ESC. 1/200

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES : **DONGO TORRES, JESÚS M.** **FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS**	TESIS: **"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"**	PLANO: **MURO DE CONTENCIÓN DETALLES**	ESCALA: **INDICADA** FECHA: **DICIEMBRE 2019** N° LAMINA: **EMS-MC-01**



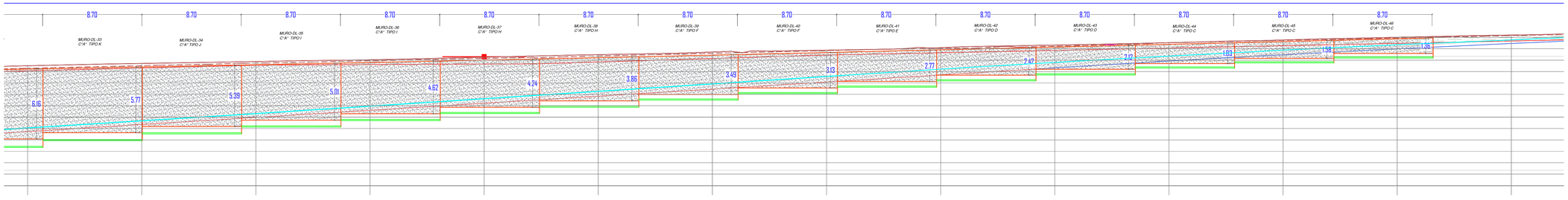
PLANTA MURO CONTENCION LADO IZQUIERDO

PROG. 0+260.0 @ 0+581.83 ESC. 1/500



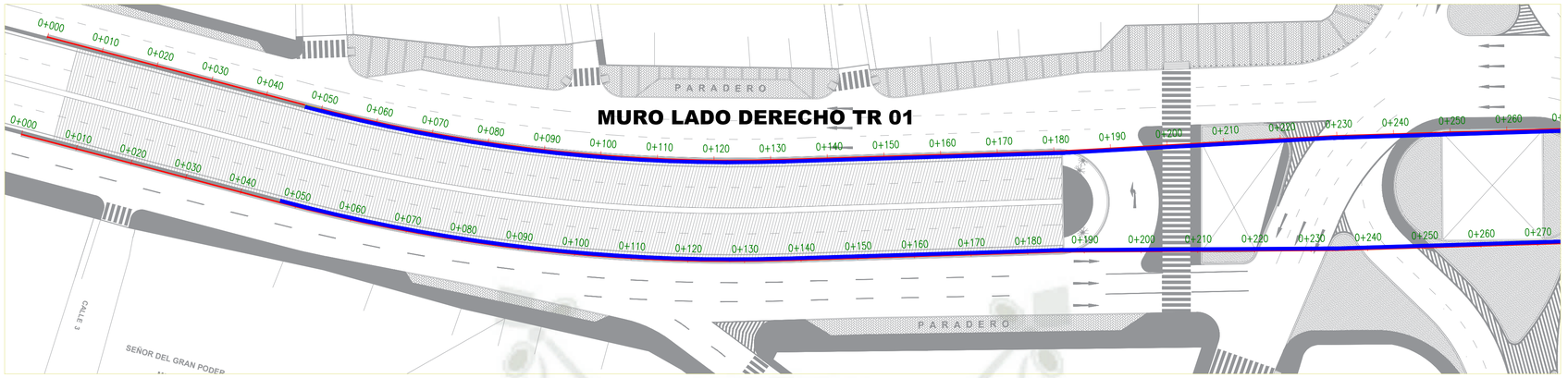
PERFIL LONGITUDINAL LADO IZQUIERDO

PROG. 0+260.0 @ 0+400.0 ESC. 1/200

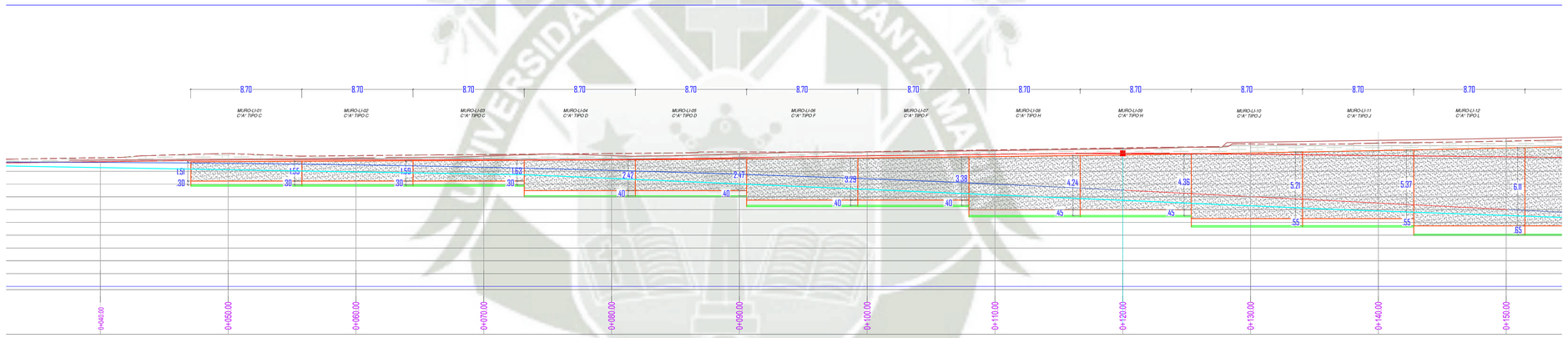


PERFIL LONGITUDINAL LADO IZQUIERDO

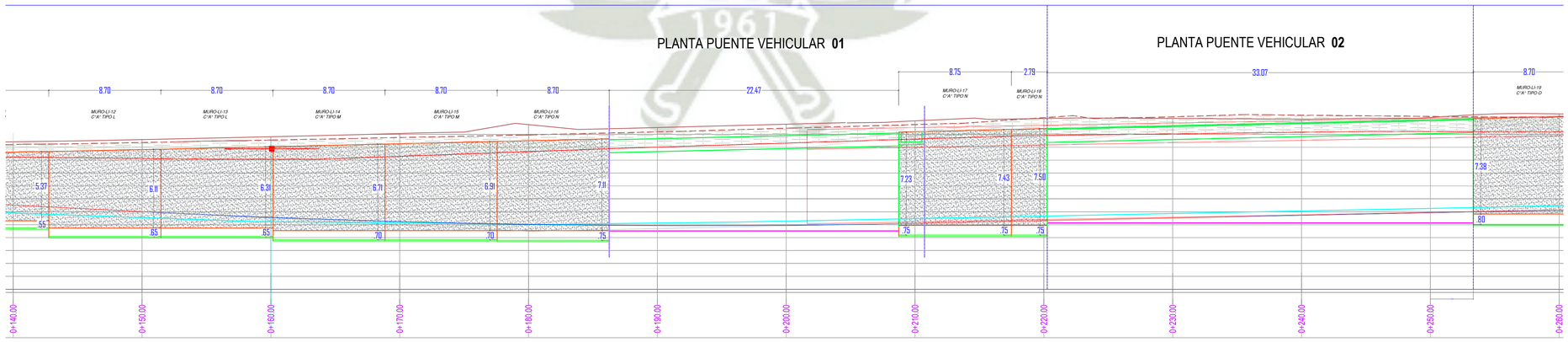
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES : **DONGO TORRES, JESÚS M.** **FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS**	TESIS: **"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"**	PLANO: **MURO DE CONTENCIÓN DETALLES**	ESCALA: **INDICADA** FECHA: **DICIEMBRE 2019** N° LAMINA: **EMS-MC-02**



PLANTA MURO CONTENCION LADO DERECHO
PROG. 0+000 @ 0+260.0 ESC. 1/500

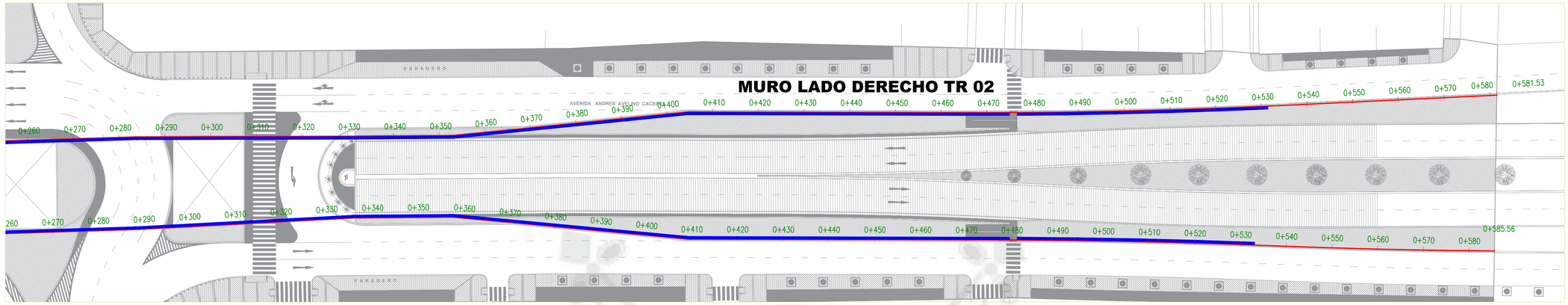


PERFIL LONGITUDINAL LADO DERECHO
PROG. 0+020.0 @ 0+150.0 ESC. 1/200

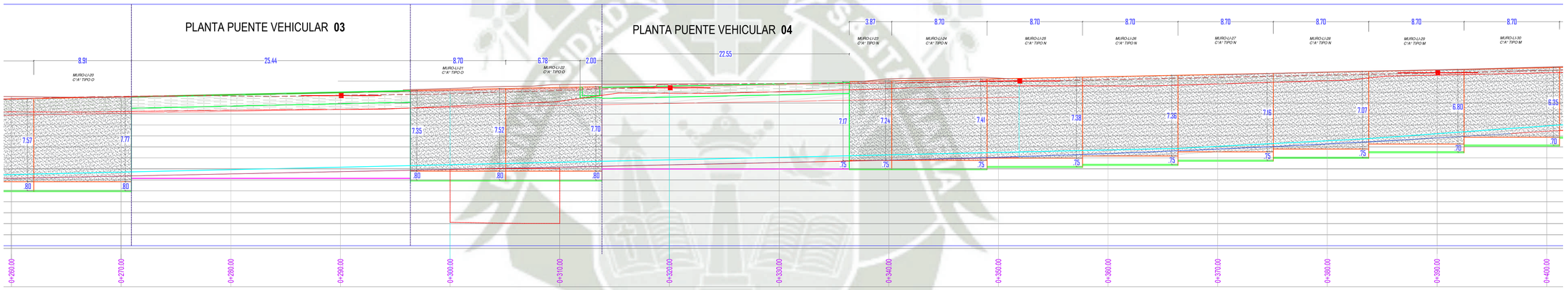


PERFIL LONGITUDINAL LADO DERECHO
PROG. 0+150.0 @ 0+260.0 ESC. 1/200

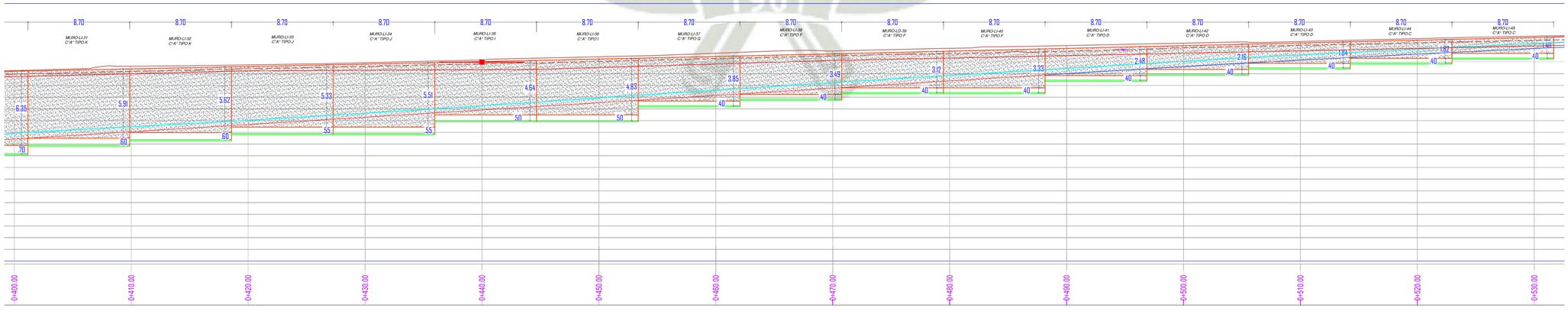
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES : **DONGO TORRES, JESÚS M.** **FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS**	TESIS: **"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"**	PLANO: **PERFIL - M.C. Y EMS**	ESCALA: **INDICADA** FECHA: **DICIEMBRE 2019** N° LAMINA: **EMS-MC-03**



PLANTA MURO CONTENCION LADO IZQUIERDO
PROG. 0+260.0 @ 0+585.56 ESC. 1/500

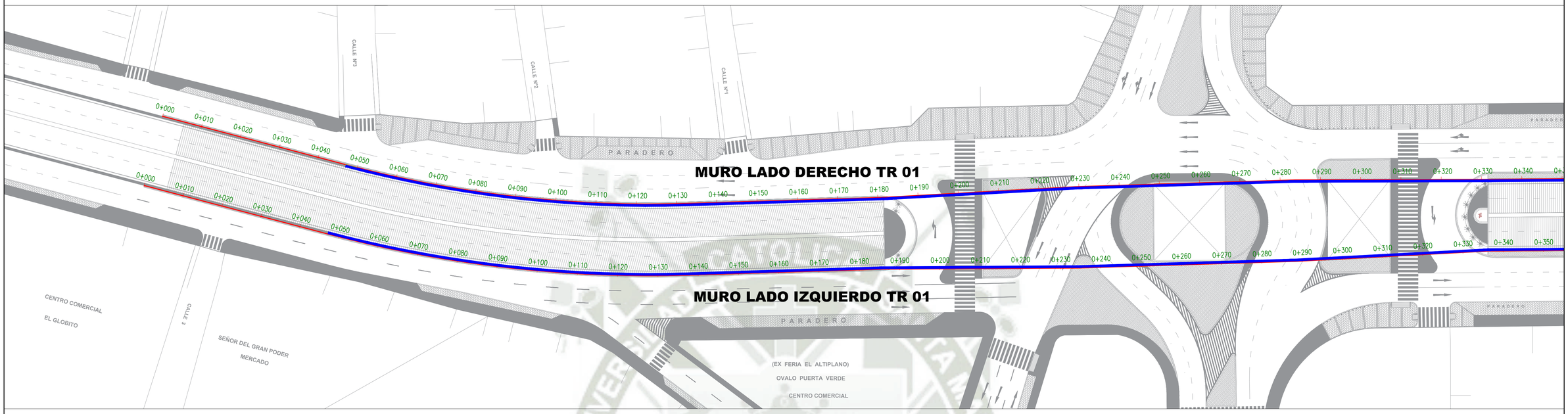


PERFIL LONGITUDINAL LADO DERECHO
PROG. 0+260.0 @ 0+400.0 ESC. 1/200

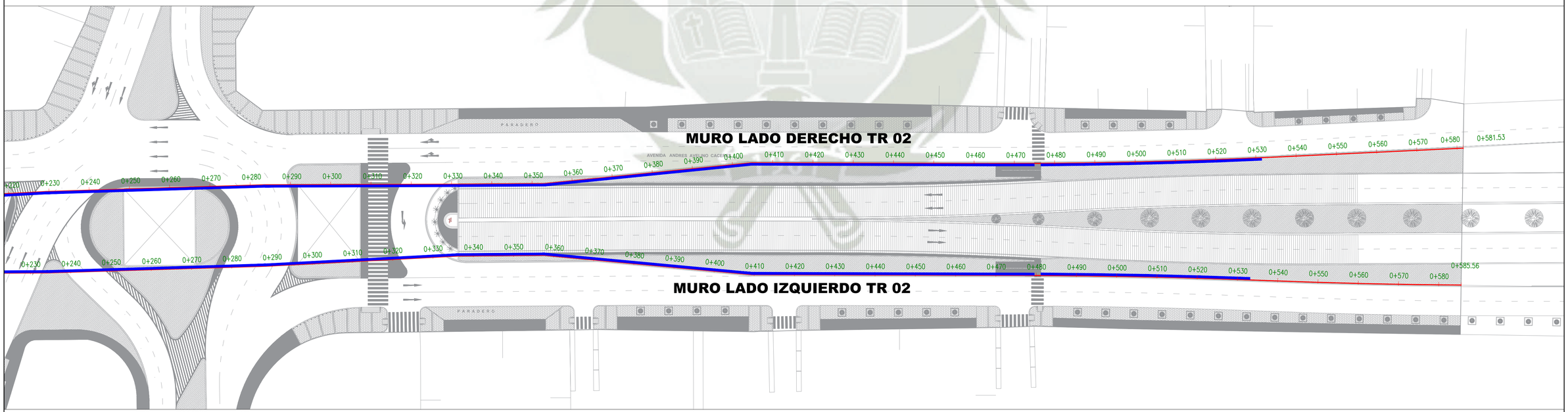


PERFIL LONGITUDINAL LADO DERECHO
PROG. 0+400.0 @ 0+585.56 ESC. 1/200

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES : **DONGO TORRES, JESÚS M.** **FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS**	TESIS: **"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"**	PLANO: **MURO DE CONTENCIÓN DETALLES**	ESCALA: **INDICADA**	
				FECHA: **DICIEMBRE 2019**	
				N° LAMINA: **EMS-MC-04**	

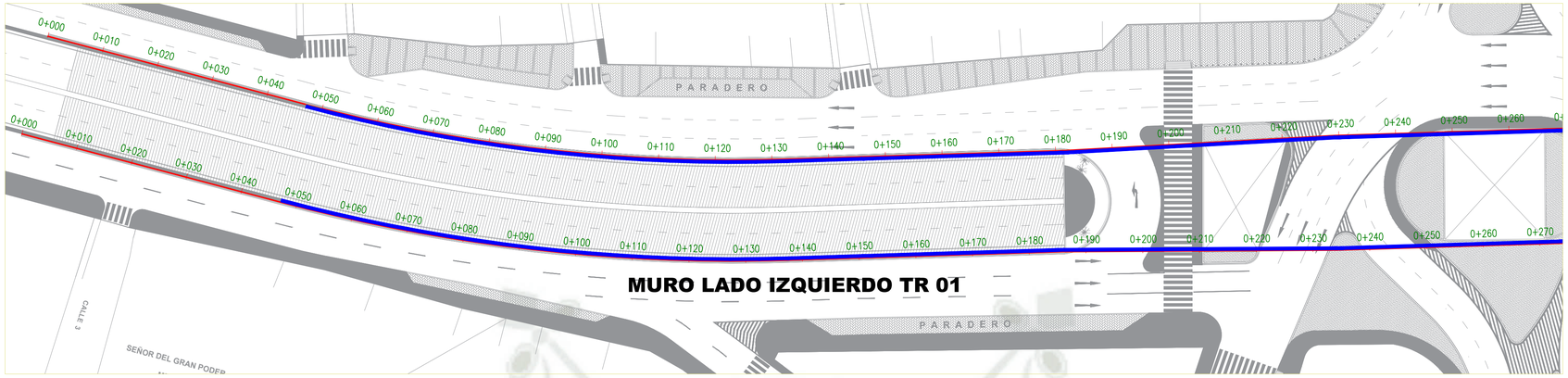


ALINEAMIENTO PLANTA MURO CONTENCION TR 01
ESC. 1/500

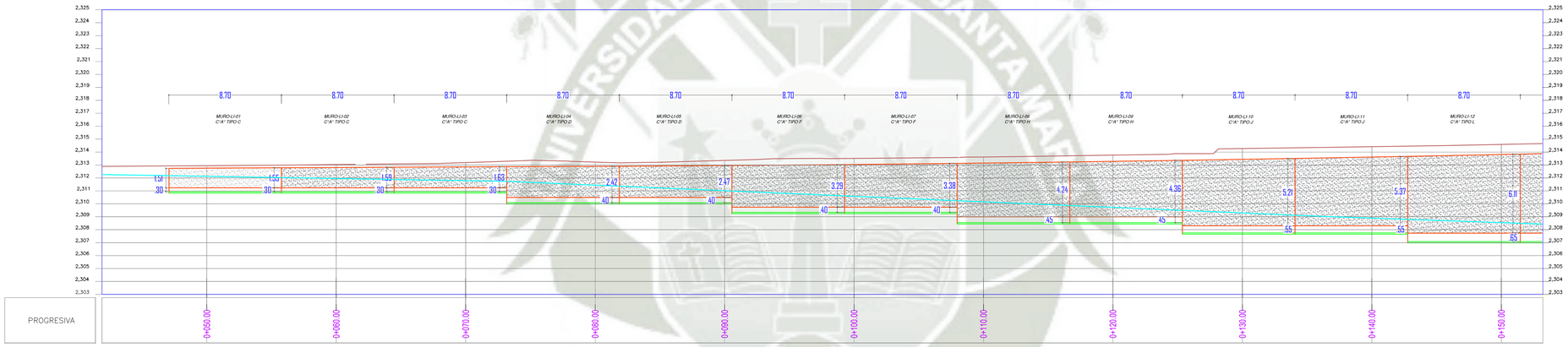


ALINEAMIENTO PLANTA MURO CONTENCION TR 02
ESC. 1/500

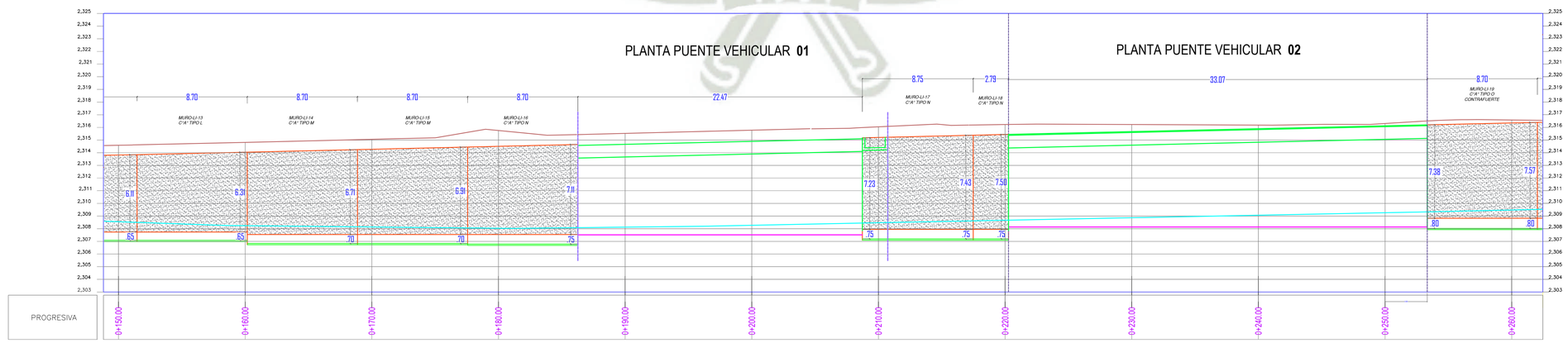
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES: **DONGO TORRES, JESÚS M.** **FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS**	TESIS: **"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"**	PLANO: **MURO DE CONTENCIÓN PLANTA**	ESCALA: **INDICADA** FECHA: **DICIEMBRE 2019** N° LAMINA: **E-MC-01**



PLANTA MURO CONTENCION LADO IZQUIERDO
PROG. 0+000 @ 0+260.0 ESC. 1/500

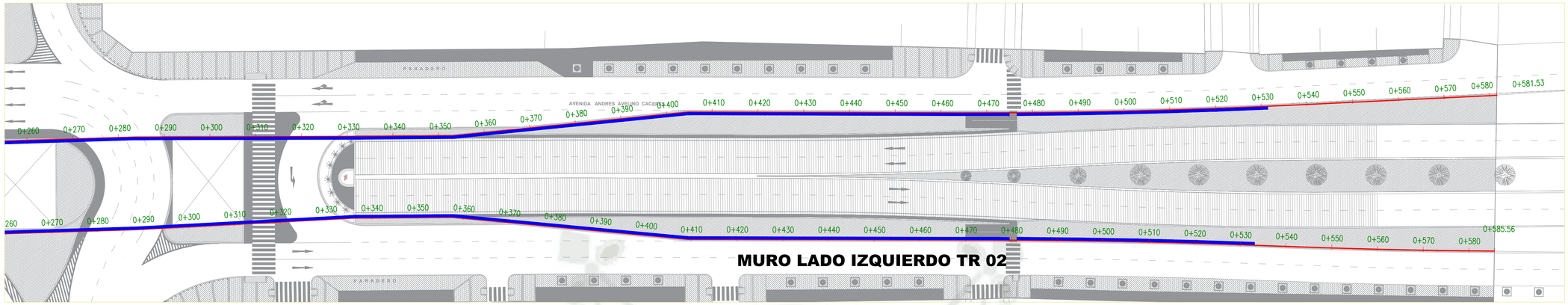


PERFIL LONGITUDINAL LADO IZQUIERDO
PROG. 0+050.0 @ 0+150.0 ESC. 1/200



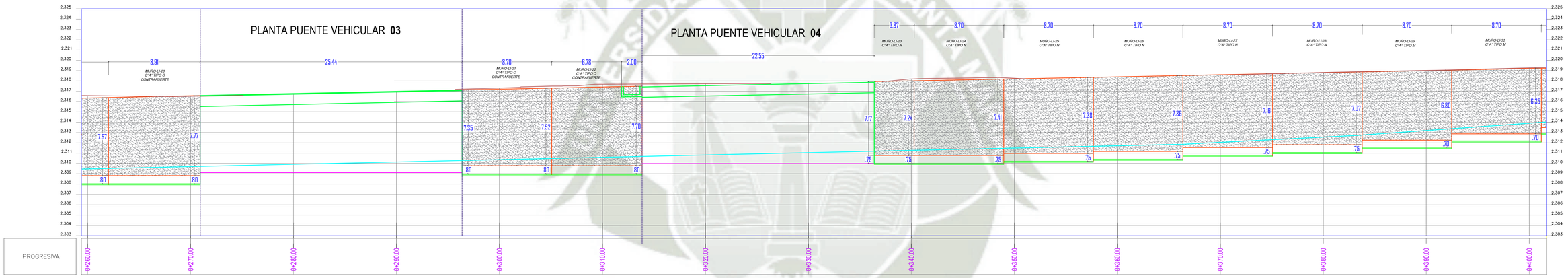
PERFIL LONGITUDINAL LADO IZQUIERDO
PROG. 0+150.0 @ 0+260.0

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES: DONGO TORRES, JESÚS M. FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS	TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN PERFIL	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE 2019 N° LAMINA: E-MC-02



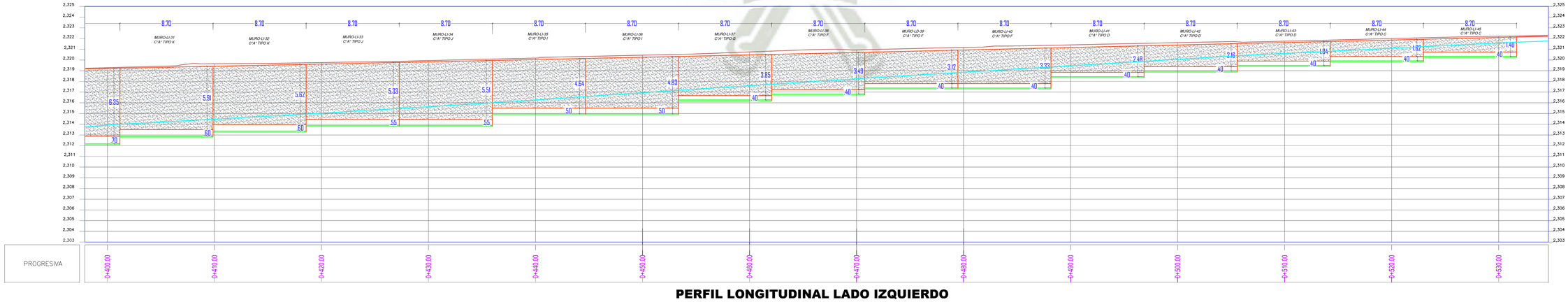
PLANTA MURO CONTENCION LADO IZQUIERDO

PROG. 0+260.0 @ 0+581.83 ESC. 1/500



PERFIL LONGITUDINAL LADO IZQUIERDO

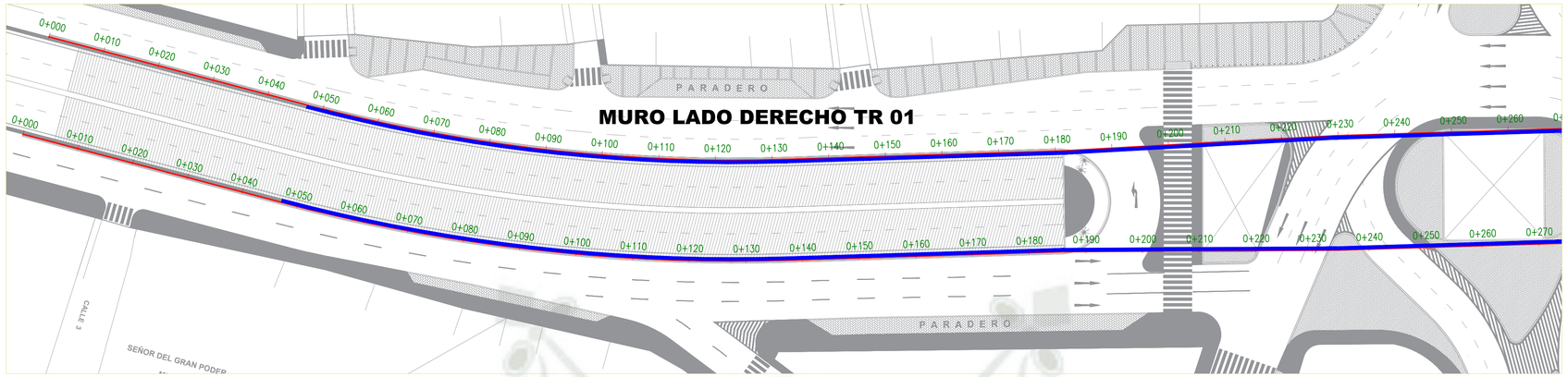
PROG. 0+260.0 @ 0+400.0 ESC. 1/200



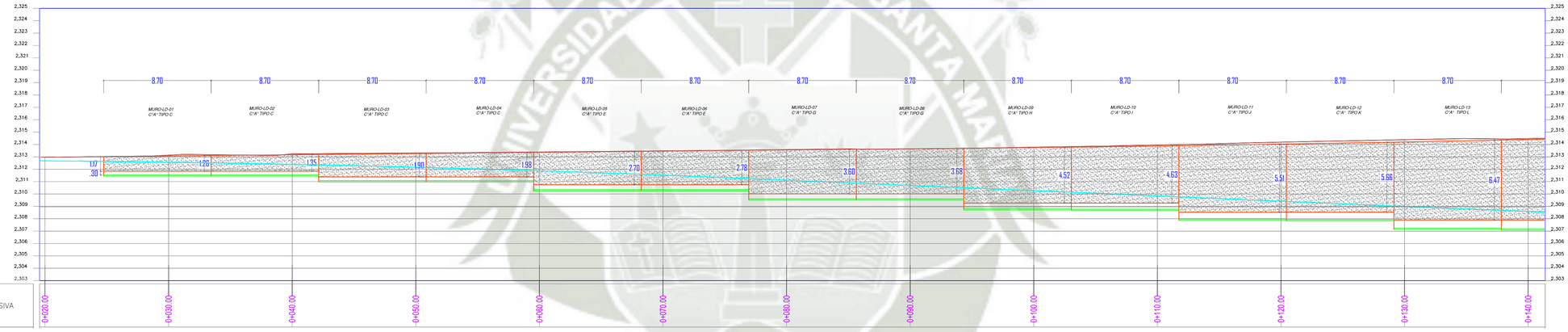
PERFIL LONGITUDINAL LADO IZQUIERDO

PROG. 0+400.0 @ 0+540.0

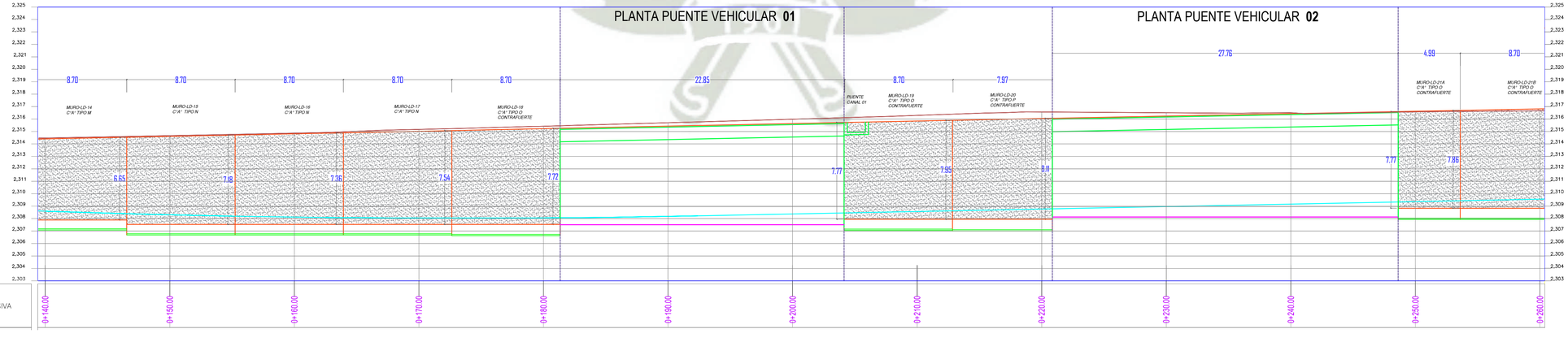
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES: **DONGO TORRES, JESÚS M.** **FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS**	TESIS: **"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"**	PLANO: **MURO DE CONTENCIÓN PERFIL**	**ESCALA: INDICADA** **FECHA: DICIEMBRE 2019** **N° LAMINA: E-MC-03**



PLANTA MURO CONTENCION LADO DERECHO
PROG. 0+000 @ 0+260.0 ESC. 1/500

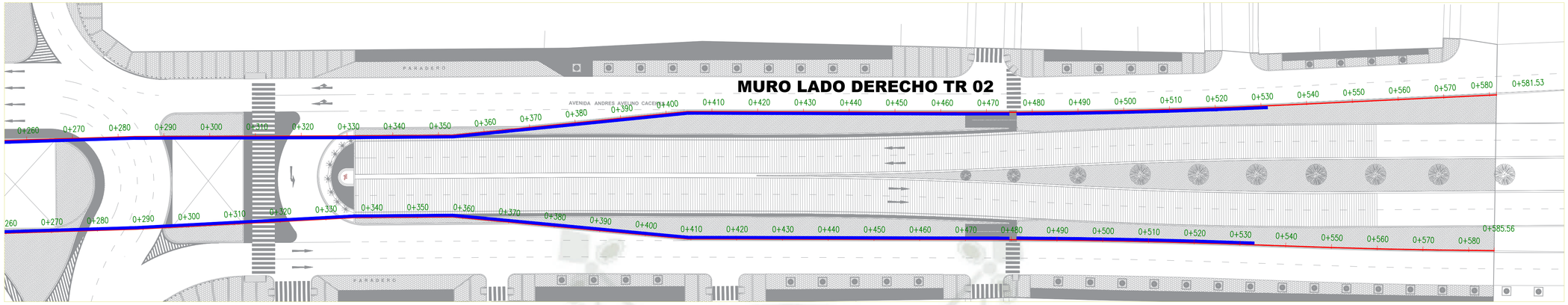


PERFIL LONGITUDINAL LADO DERECHO
PROG. 0+020.0 @ 0+150.0 ESC. 1/200



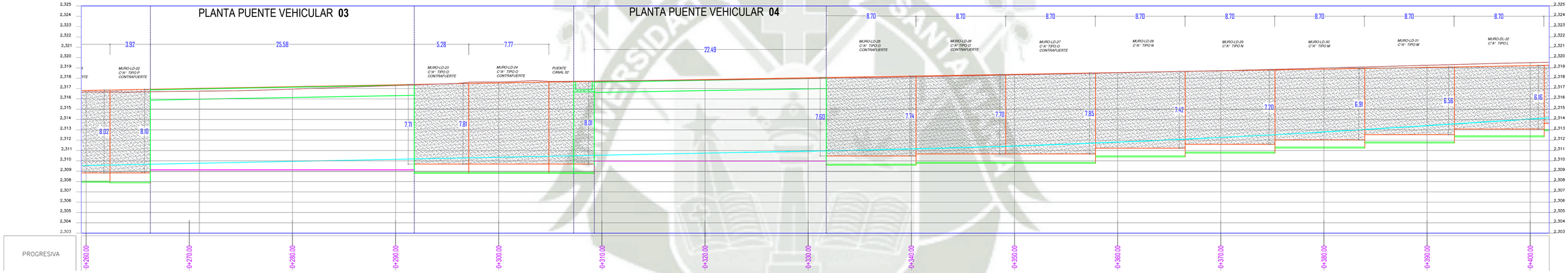
PERFIL LONGITUDINAL LADO DERECHO
PROG. 0+150.0 @ 0+260.0 ESC. 1/200

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES : **DONGO TORRES, JESÚS M.** **FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS**	TESIS: **"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"**	PLANO: **MURO DE CONTENCIÓN PERFIL**	**ESCALA: INDICADA** **FECHA: DICIEMBRE 2019** **N° LAMINA: E-MC-04**



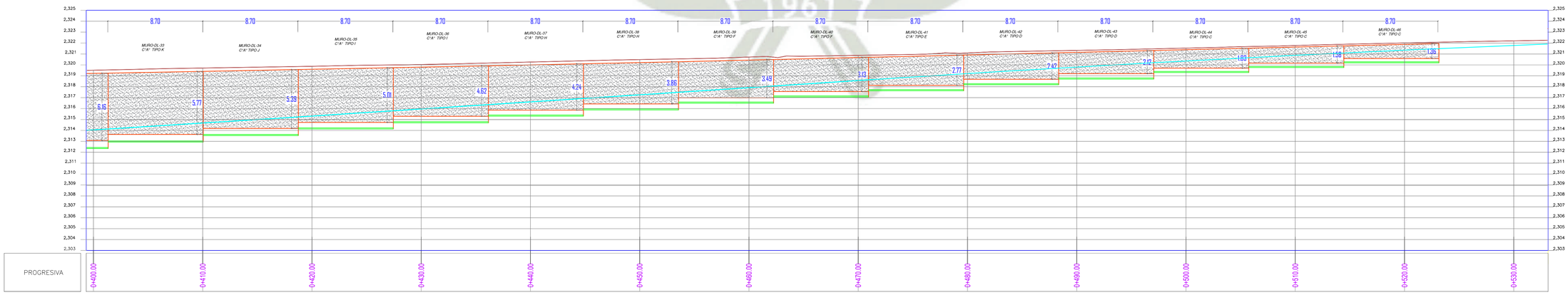
PLANTA MURO CONTENCION LADO IZQUIERDO

PROG. 0+260.0 @ 0+585.56 ESC. 1/500



PERFIL LONGITUDINAL LADO DERECHO

PROG. 0+260.0 @ 0+400.0 ESC. 1/200



PERFIL LONGITUDINAL LADO DERECHO

PROG. 0+400.0 @ 0+530.0 ESC. 1/200

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES :

DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:

MURO DE CONTENCIÓN PERFIL

ESCALA: INDICADA

FECHA: DICIEMBRE 2019

N° LAMINA: E-MC-05

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

Ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

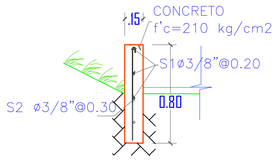
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

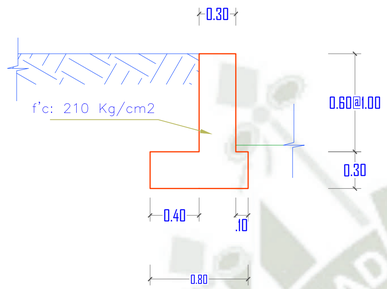
CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

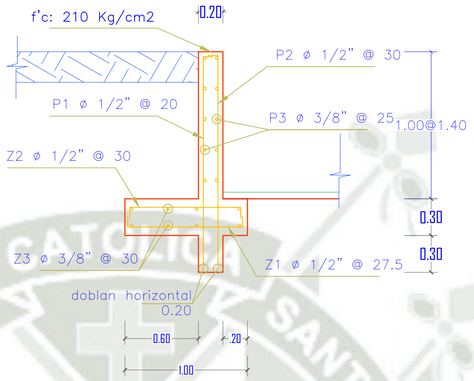
MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm



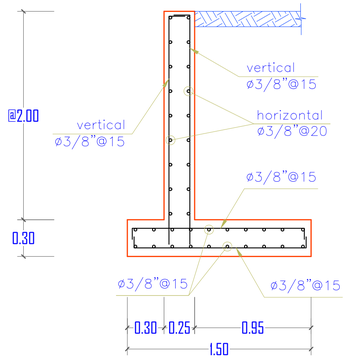
SARDINEL TIPO A
ESC. 1/25



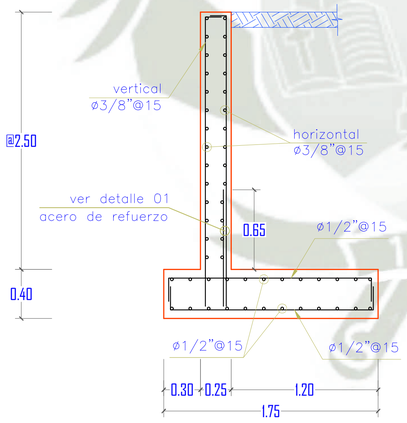
MURO CºSº TIPO A
ESC. 1/25



MURO CºAº TIPO B
ESC. 1/25



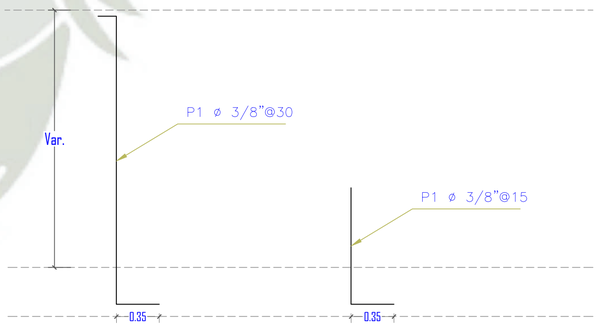
MURO CºAº TIPO C
ESC. 1/25



MURO CºAº TIPO D
ESC. 1/25

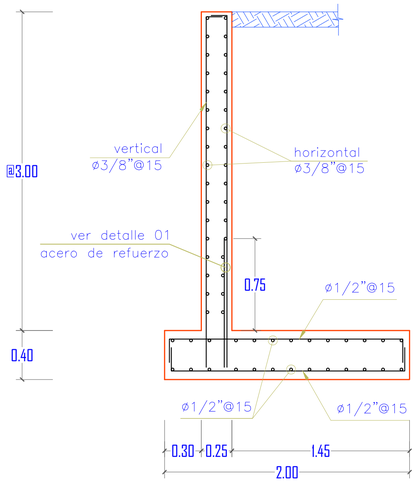


Elevacion cara interior

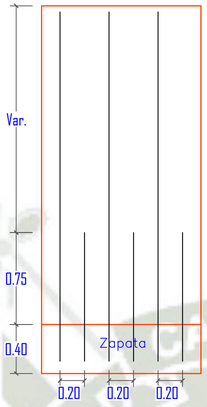


Detalle 01
acero de refuerzo

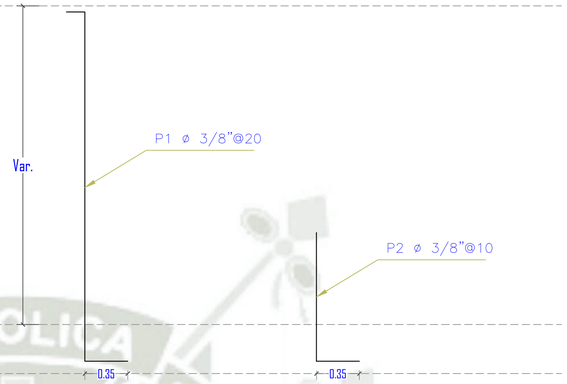
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES: DONGO TORRES, JESÚS M. FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS	TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN DETALLES	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE 2019 N° LAMINA: E-MC-06



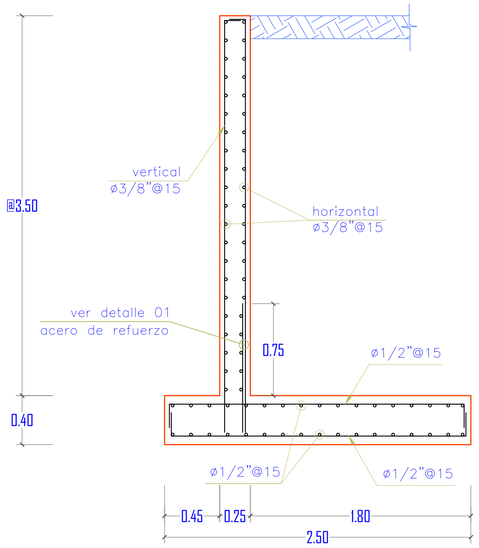
MURO CºAº TIPO E
ESC. 1/25



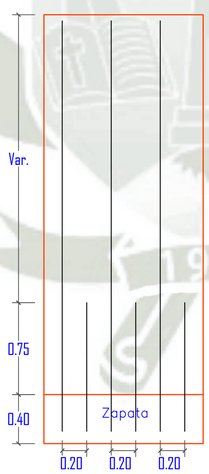
Elevacion cara interior



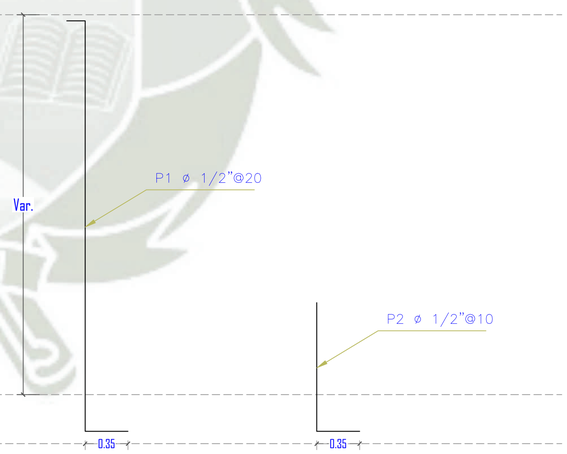
Detalle 01
acero de refuerzo



MURO CºAº TIPO F
ESC. 1/25



Elevacion cara interior



Detalle 01
acero de refuerzo

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

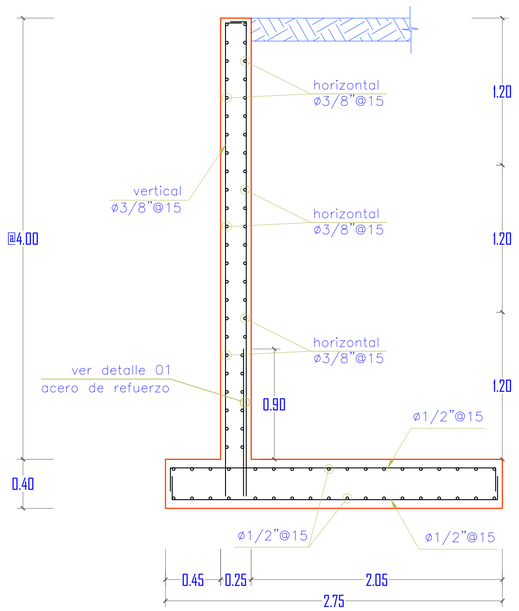
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

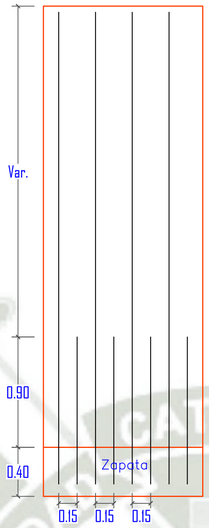
CONCRETO EN ZAPATAS f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

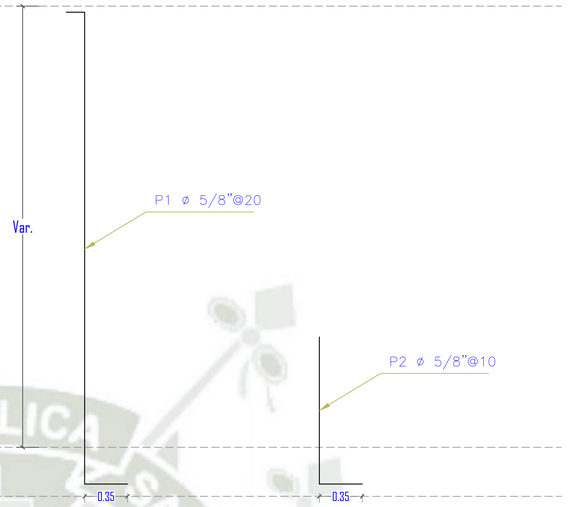
MURO _____ 5.0 cm
CONTRAFUERTE _____ 5.0 cm
ZAPATA _____ 7.0 cm



MURO CºAº TIPO G
ESC. 1/25



Elevacion cara interior



Detalle 01
acero de refuerzo

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

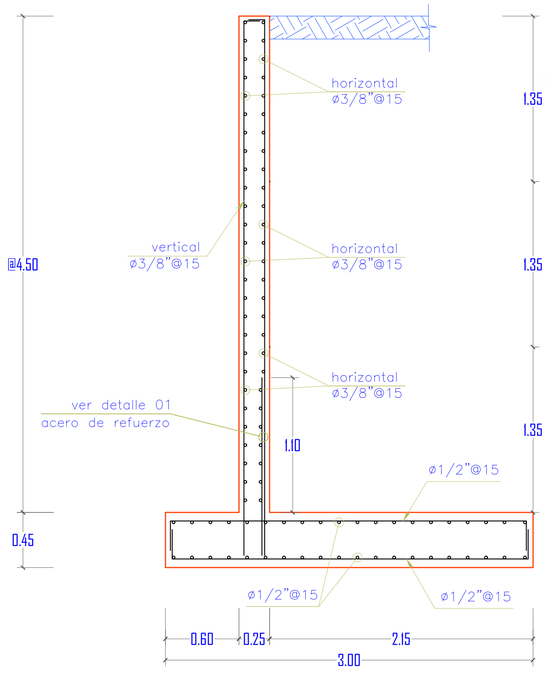
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

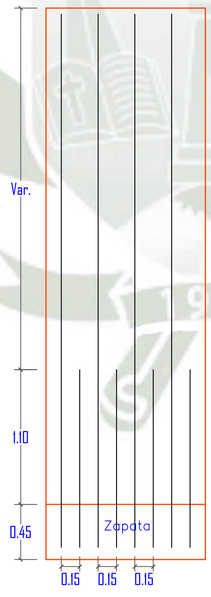
CONCRETO EN ZAPATAS f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

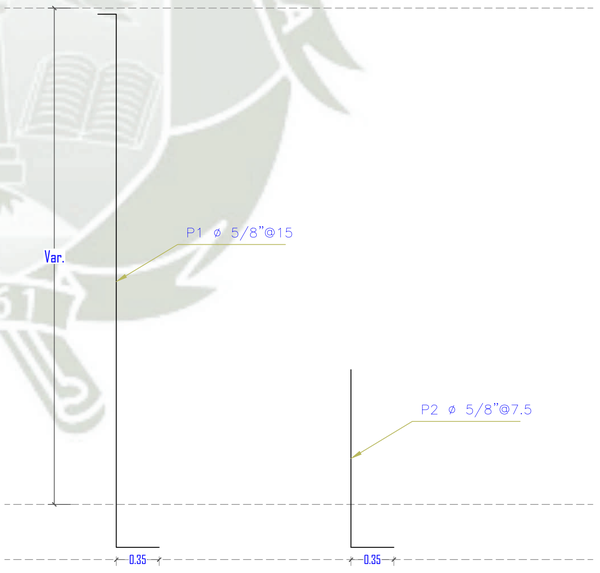
MURO _____ 5.0 cm
CONTRAFUERTE _____ 5.0 cm
ZAPATA _____ 7.0 cm



MURO CºAº TIPO H
ESC. 1/25



Elevacion cara interior



Detalle 01
acero de refuerzo

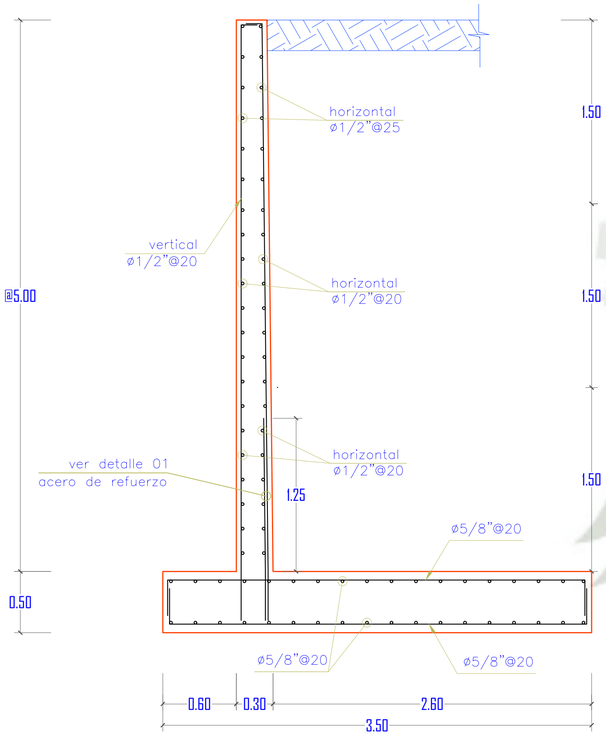
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

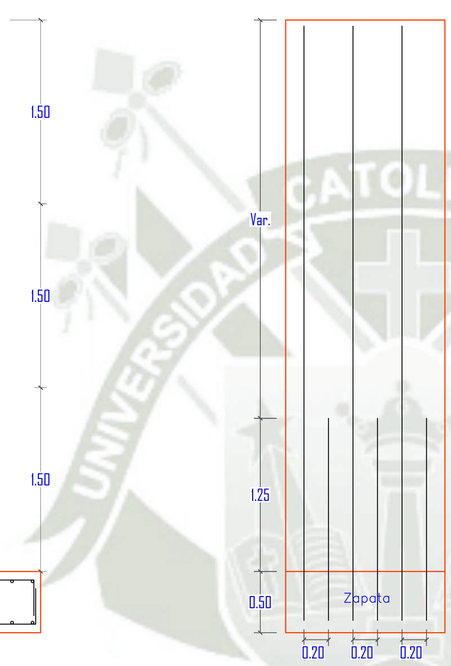
TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:
MURO DE CONTENCIÓN DETALLES

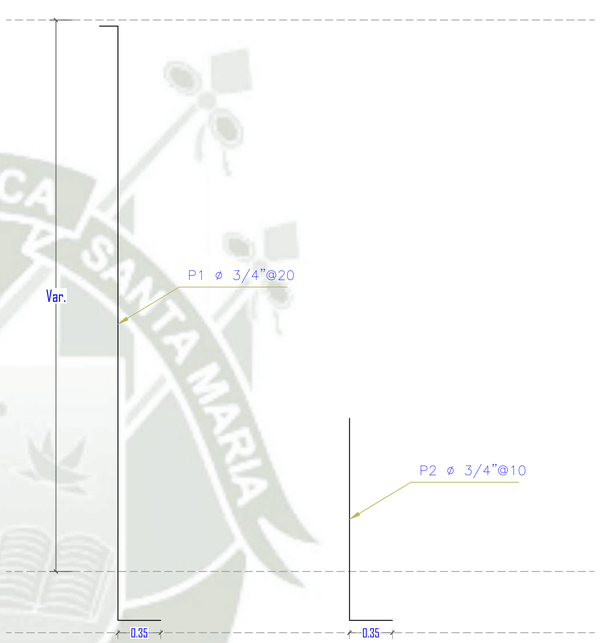
ESCALA: **INDICADA**
FECHA: **DICIEMBRE 2019**
N° LAMINA: **E-MC-08**



MURO CºAº TIPO I
ESC. 1/25



Elevacion cara
interior



Detalle 01
acero de refuerzo

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES :
DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:
MURO DE CONTENCIÓN
DETALLES

ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE 2019
N° LAMINA:
E-MC-09

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

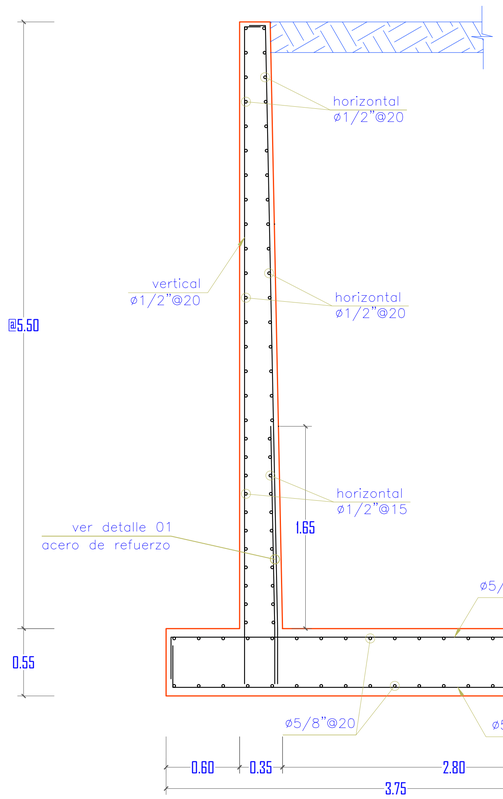
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

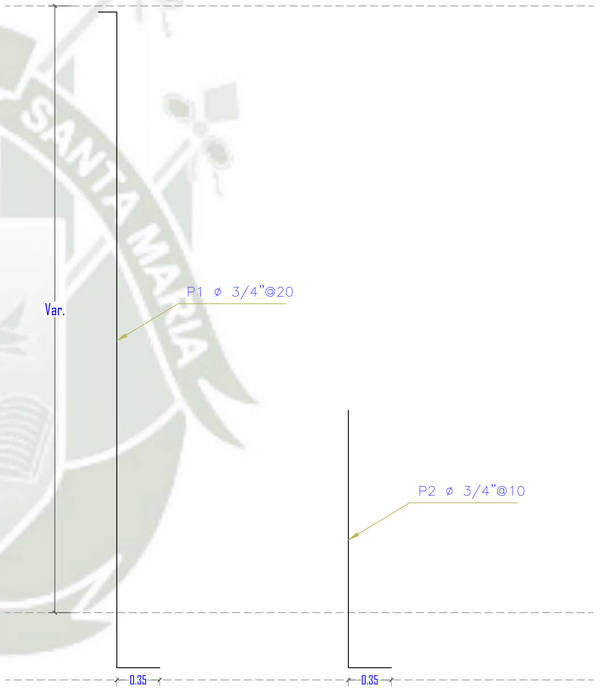
MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm



MURO CºAº TIPO J
ESC. 1/25



Elevacion cara
interior



Detalle 01
acero de refuerzo

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES: DONGO TORRES, JESÚS M. FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS	TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN DETALLES	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE 2019 N° LAMINA: E-MC-10

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

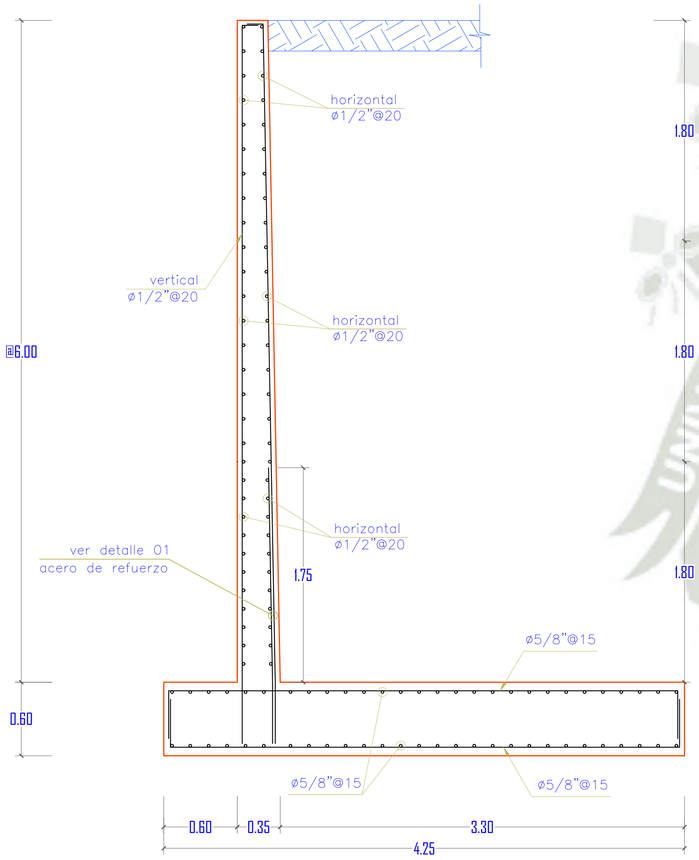
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

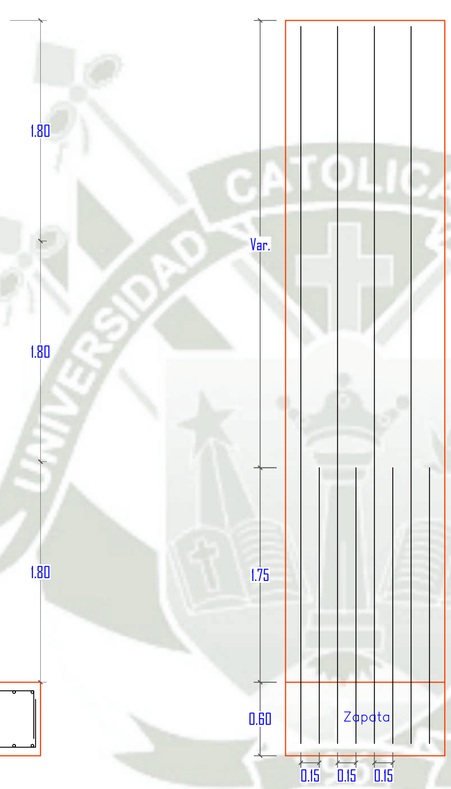
CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

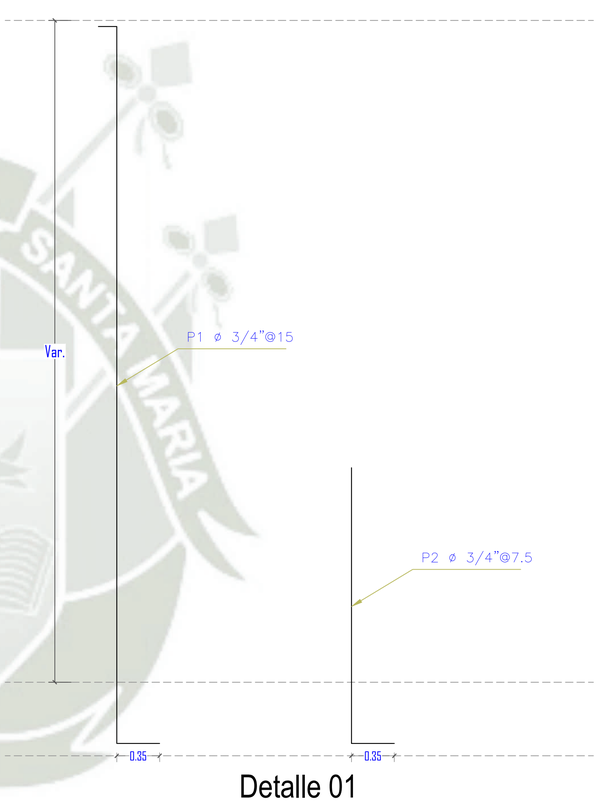
MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm



MURO CºAº TIPO K
ESC. 1/25

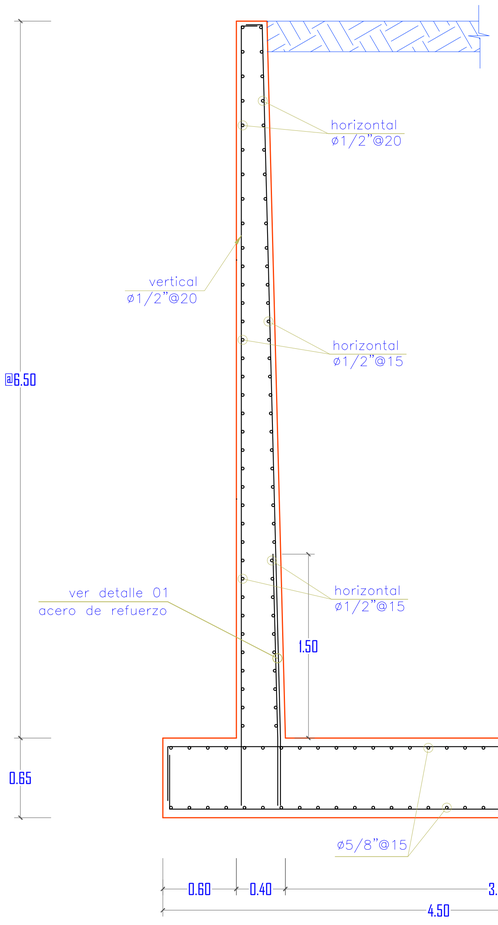


Elevacion cara
interior

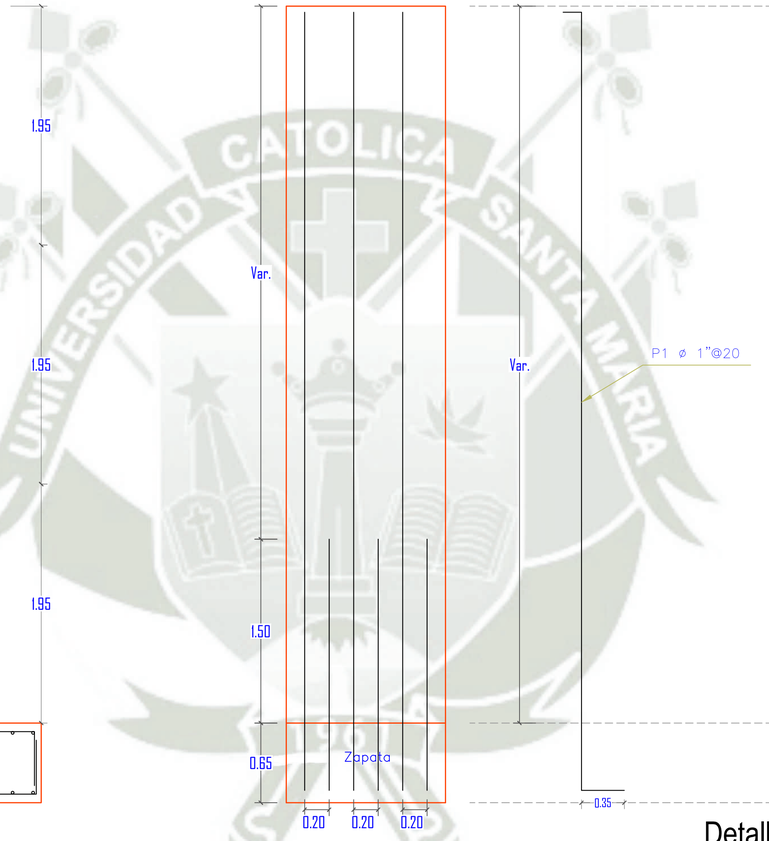


Detalle 01
acero de refuerzo

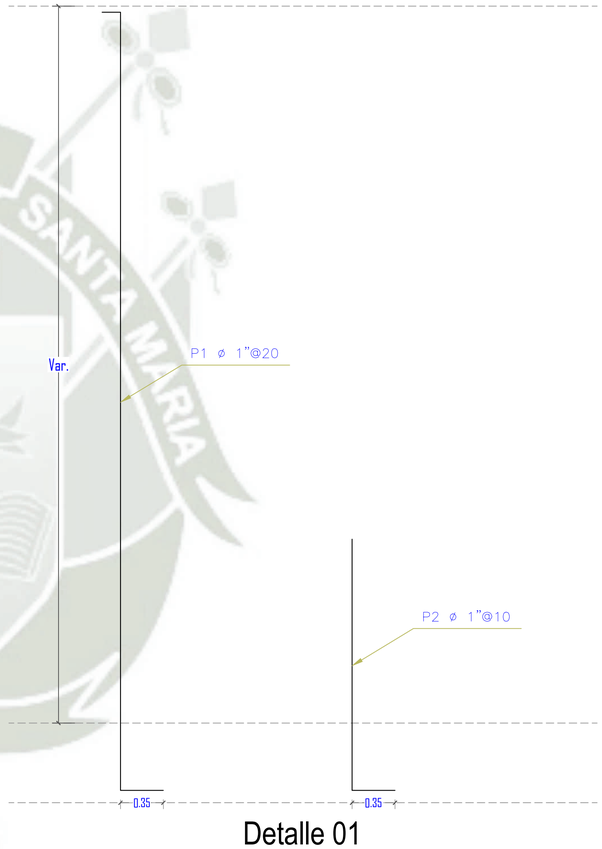
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES: DONGO TORRES, JESÚS M. FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS	TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN DETALLES	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE 2019 N° LAMINA: E-MC-11



MURO CºAº TIPO L
ESC. 1/25



Elevacion cara
interior



Detalle 01
acero de refuerzo

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm

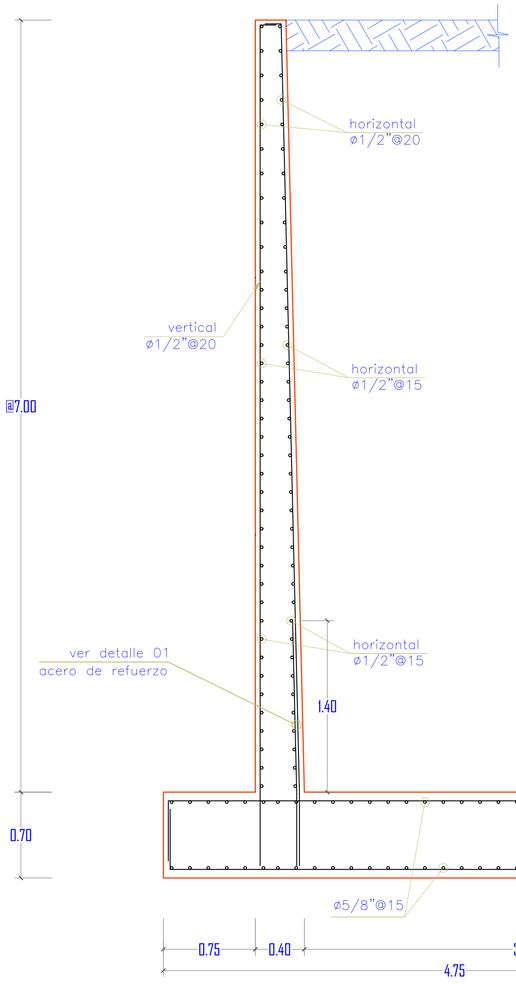
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES :
DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

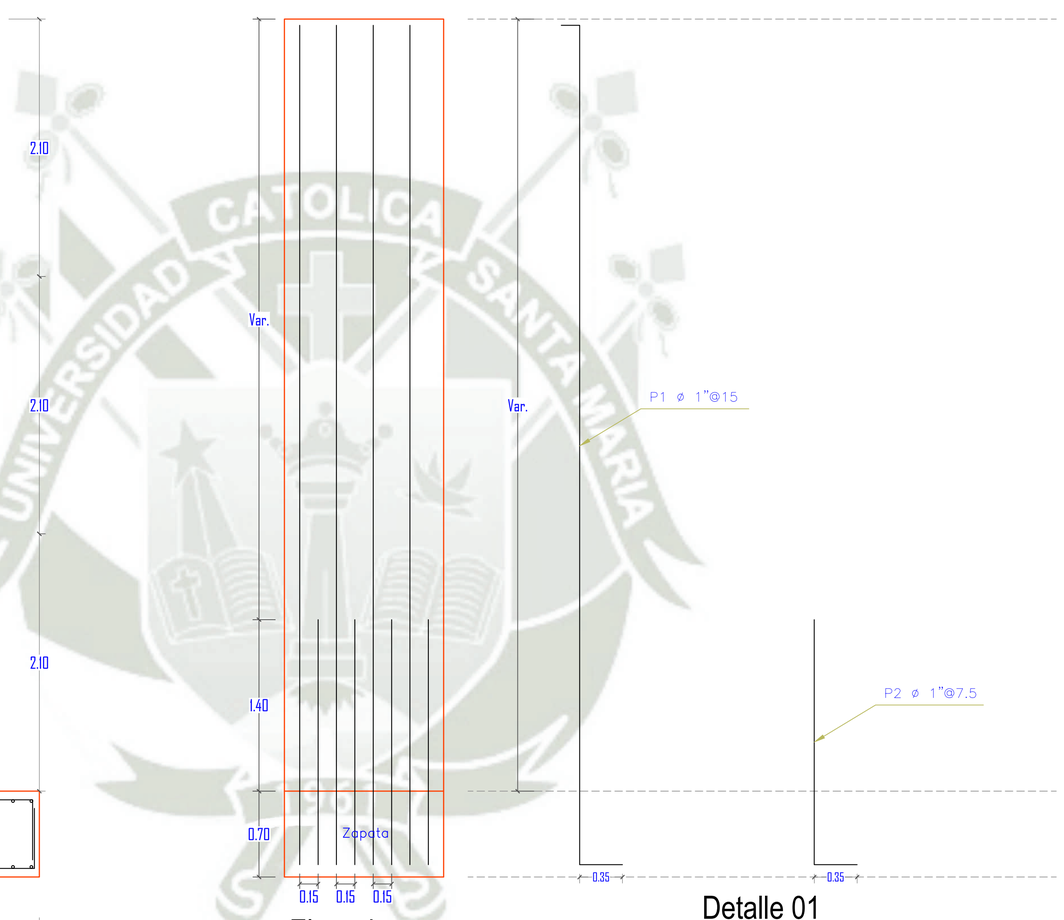
TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:
MURO DE CONTENCIÓN
DETALLES

ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE 2019
N° LAMINA:
E-MC-12



MURO CºAº TIPO M
ESC. 1/25



Elevacion cara
interior

Detalle 01
acero de refuerzo

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:
MURO DE CONTENCIÓN
DETALLES

ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE 2019
N° LAMINA:
E-MC-13

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

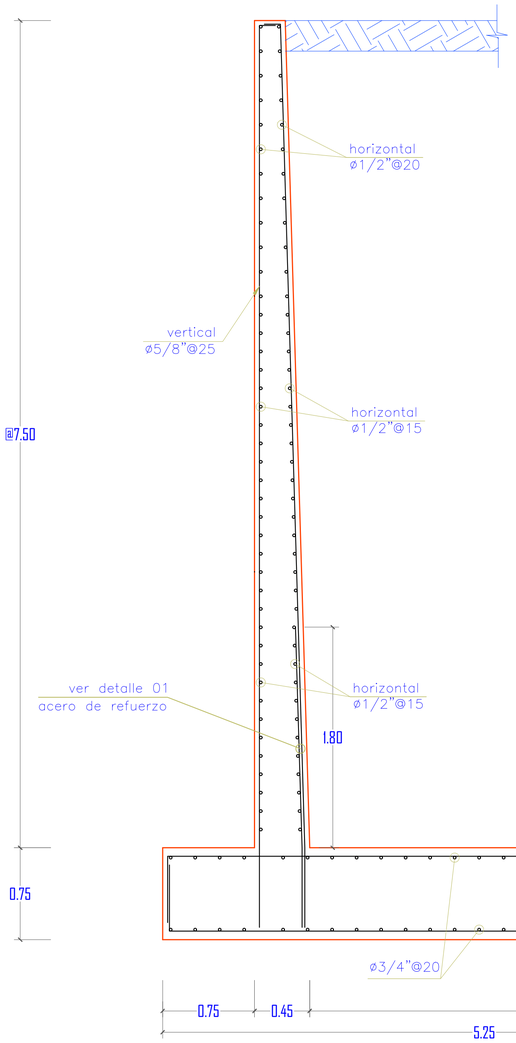
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

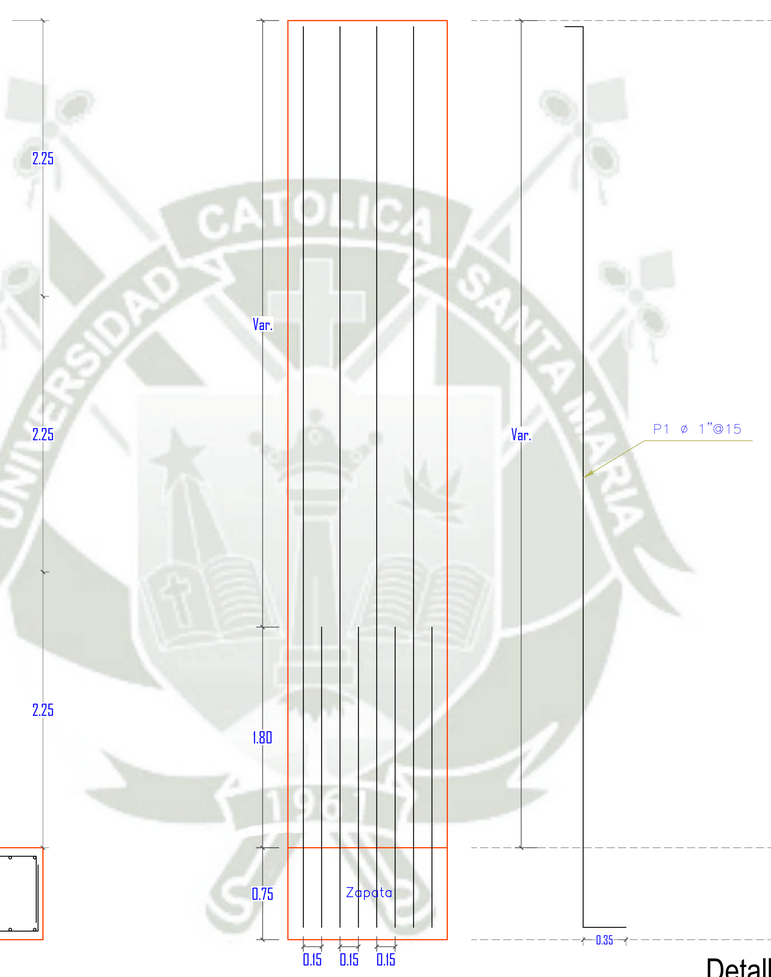
CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

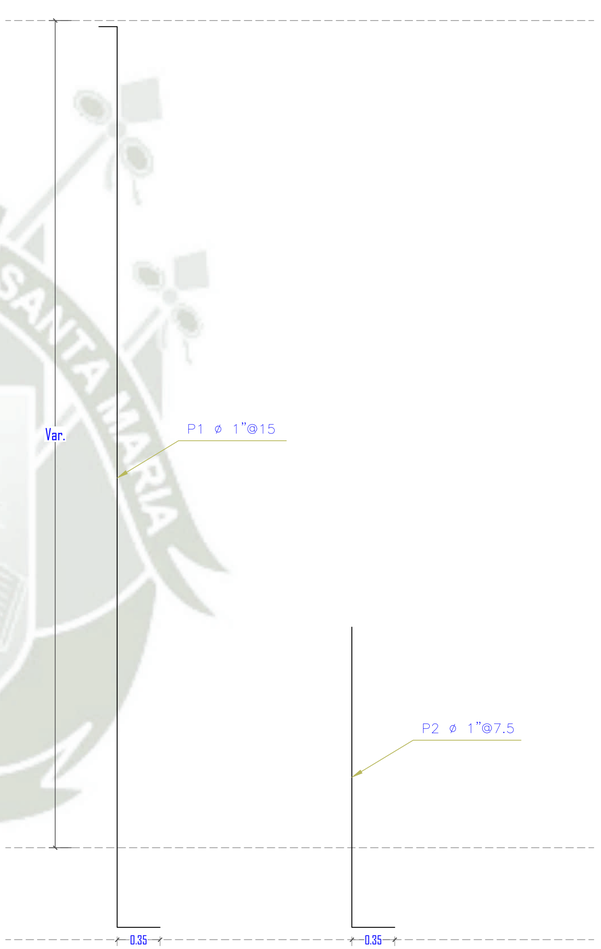
MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm



MURO CºAº TIPO N
ESC. 1/25

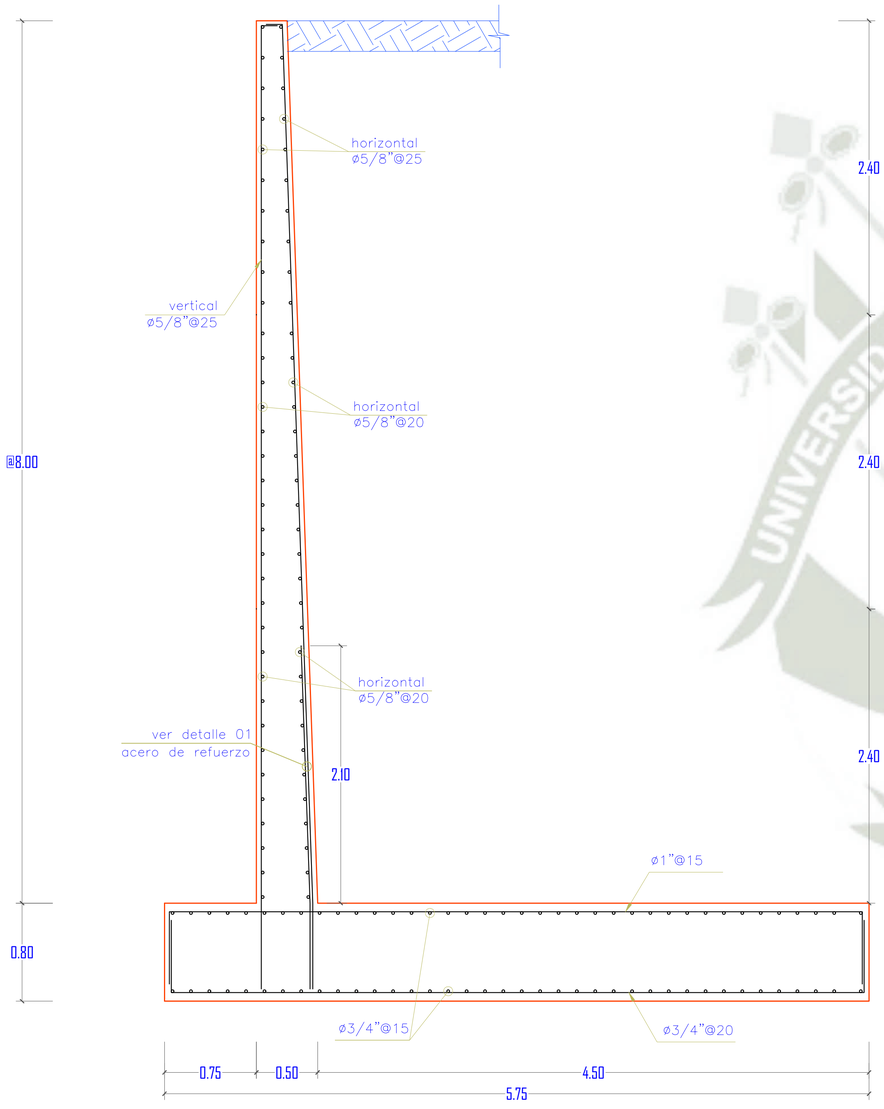


Elevacion cara
interior

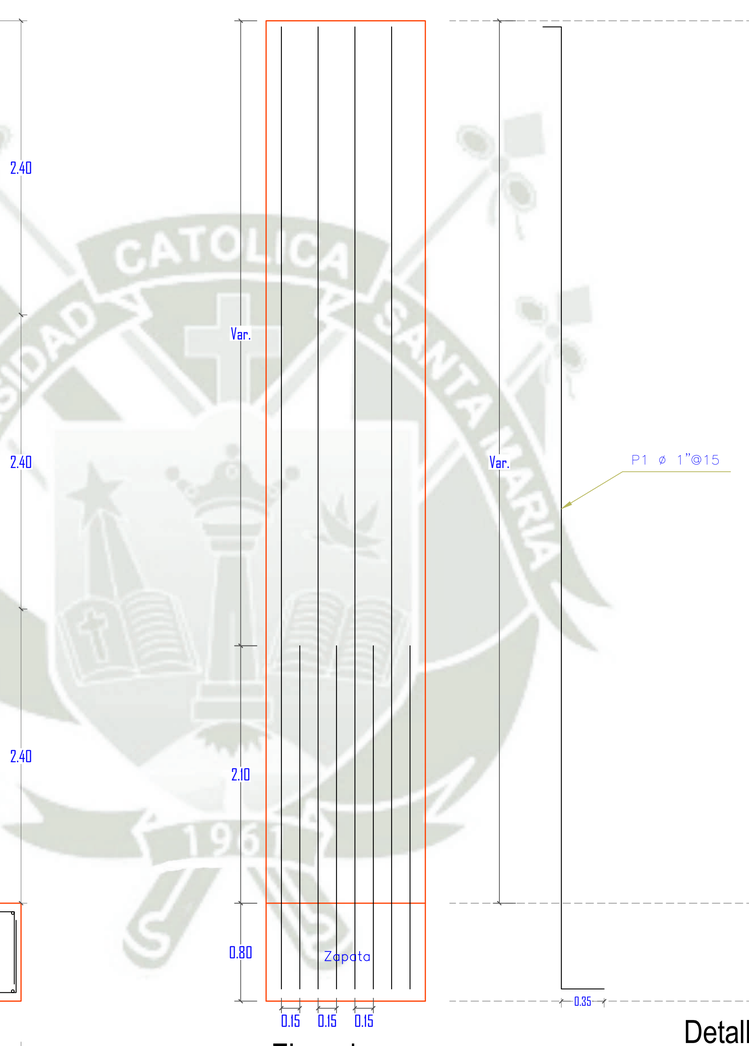


Detalle 01
acero de refuerzo

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES : DONGO TORRES, JESÚS M. FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS	TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN DETALLES	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE 2019 N° LAMINA: E-MC-14



MURO CºAº TIPO O
ESC. 1/25



Elevacion cara
interior

Detalle 01
acero de refuerzo

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA 1961

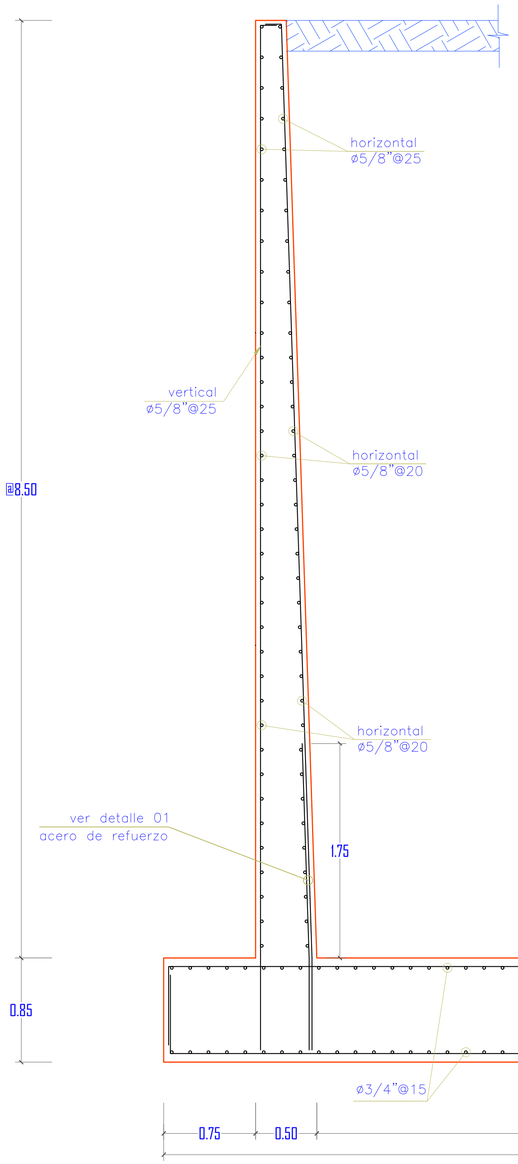
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES :
DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

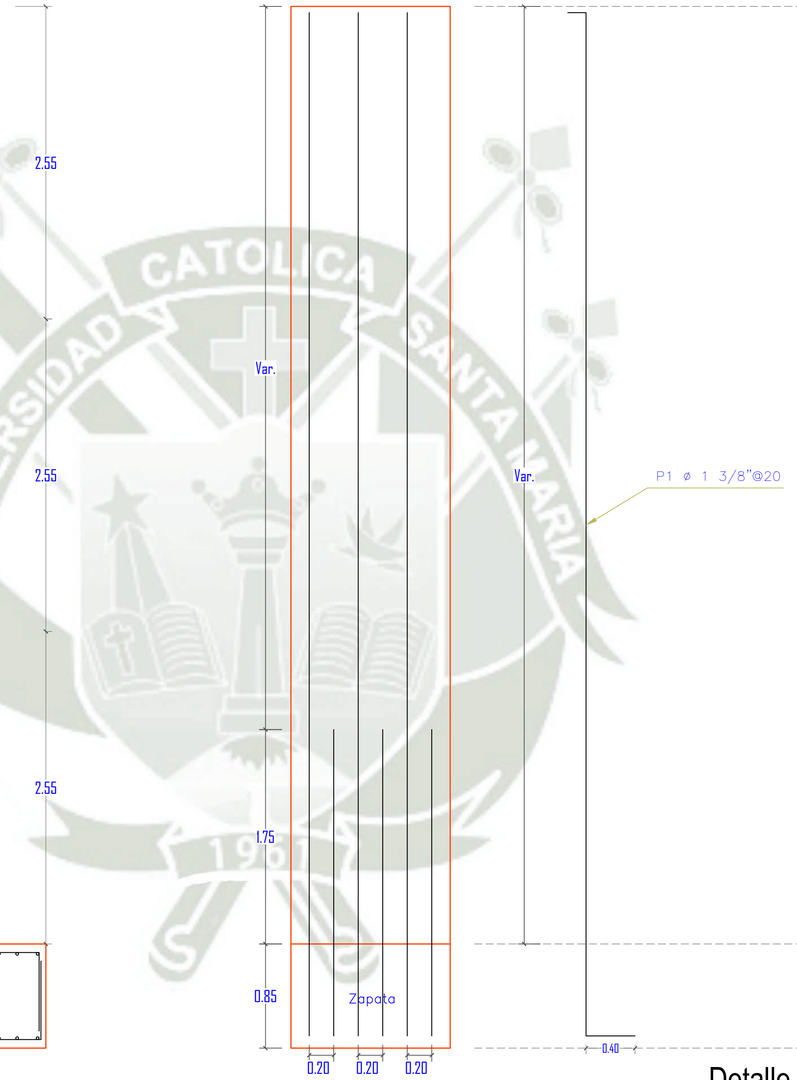
TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:
MURO DE CONTENCIÓN
DETALLES

ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE 2019
N° LAMINA:
E-MC-15



MURO CºAº TIPO P
ESC. 1/25



Elevacion cara
interior

Detalle 01
acero de refuerzo

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm

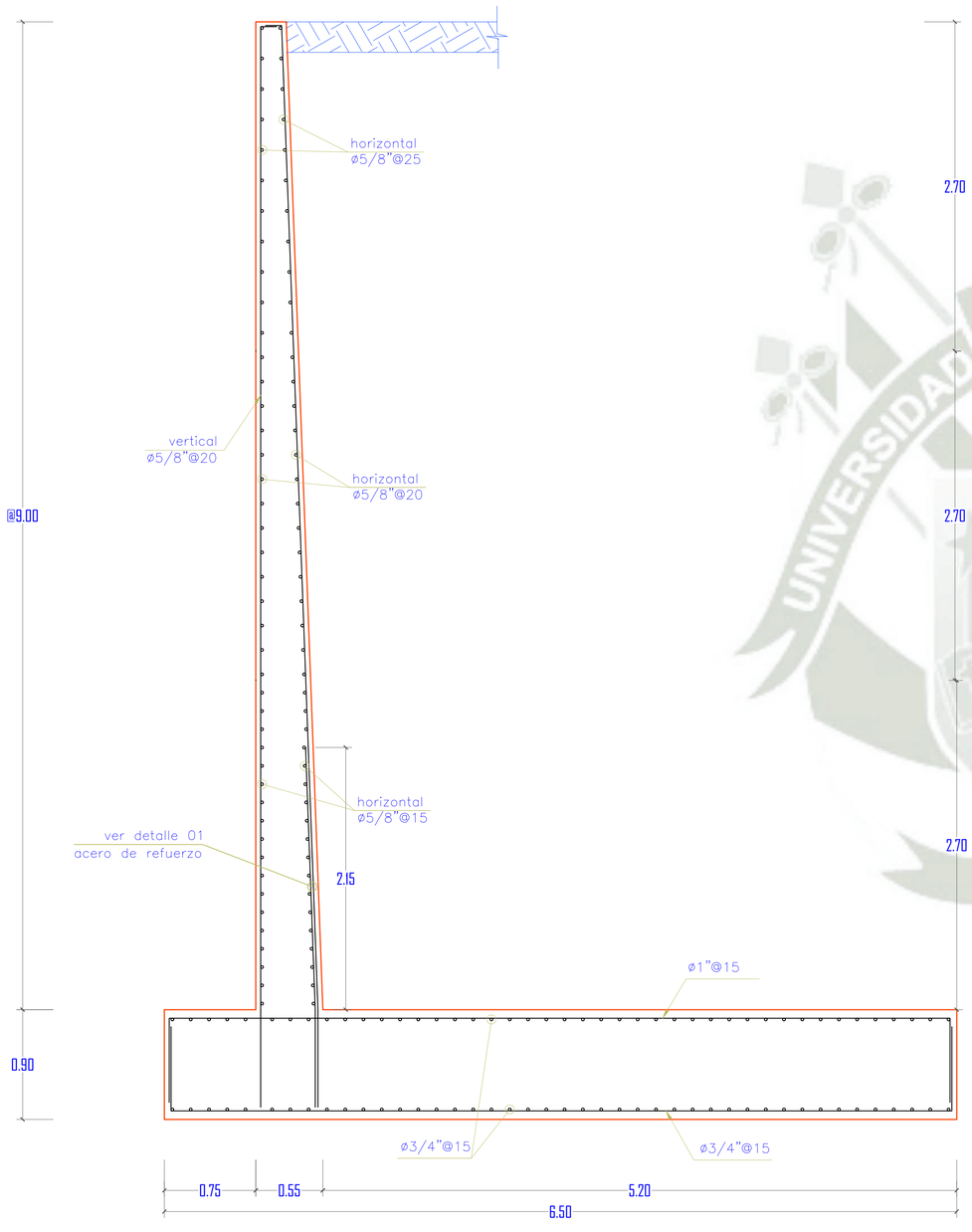
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

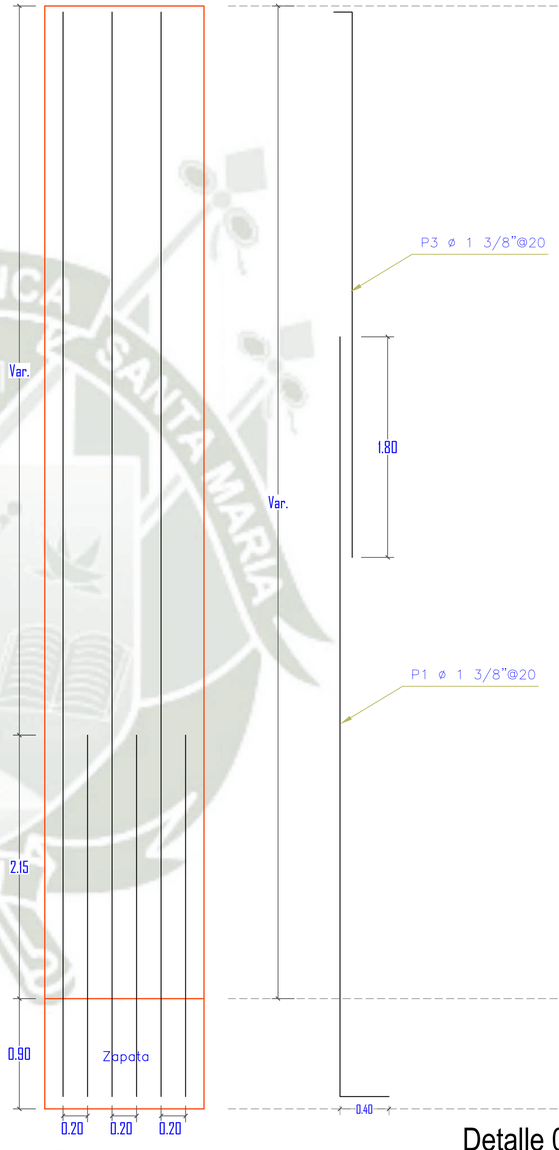
TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:
MURO DE CONTENCIÓN
DETALLES

ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE 2019
N° LAMINA:
E-MC-16



MURO CºAº TIPO Q
ESC. 1/25



Elevacion cara
interior

Detalle 01
acero de refuerzo

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm

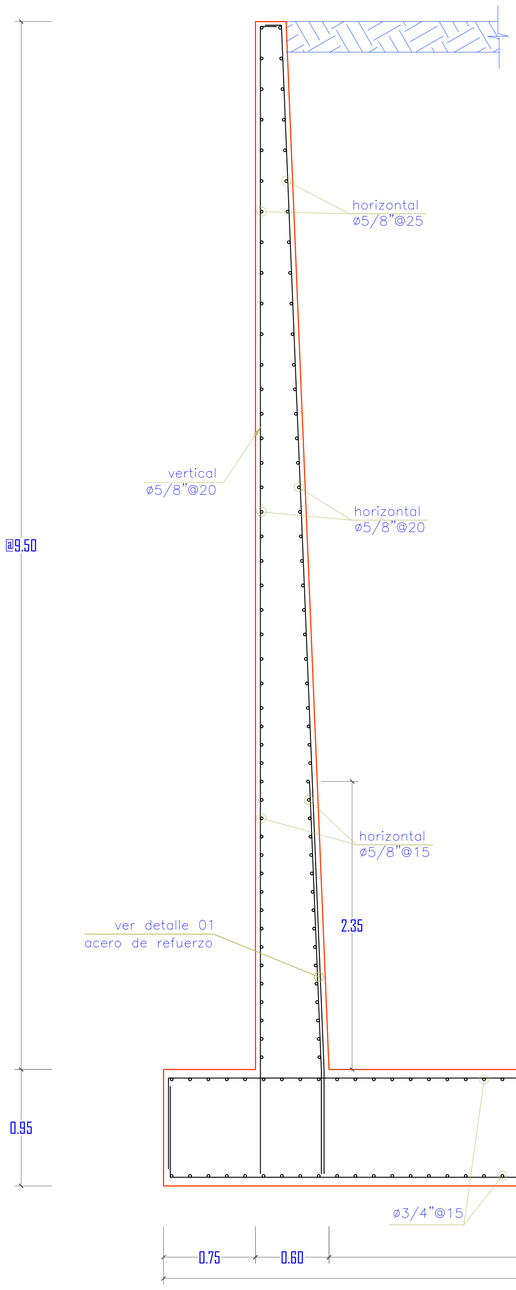
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES :
DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

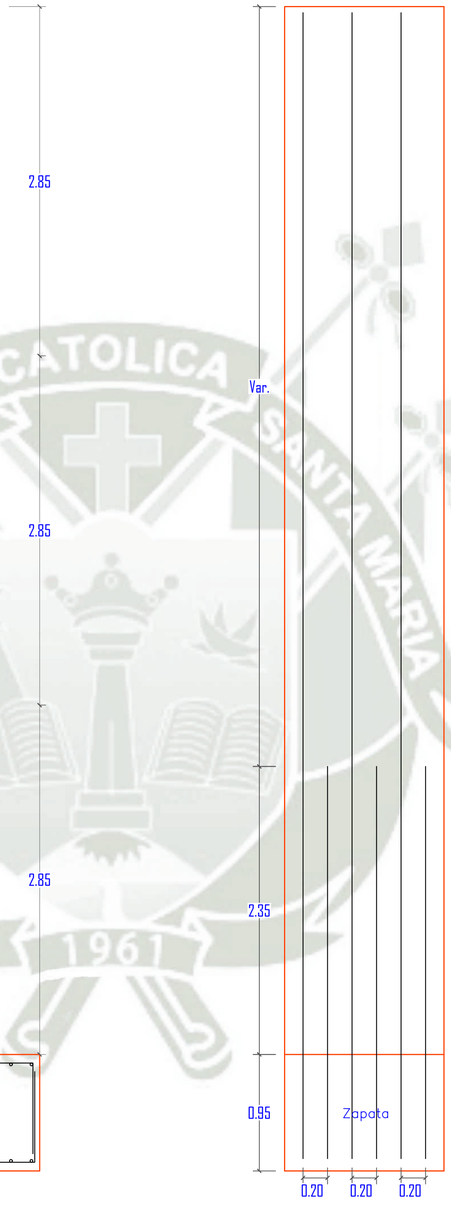
TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:
MURO DE CONTENCIÓN DETALLES

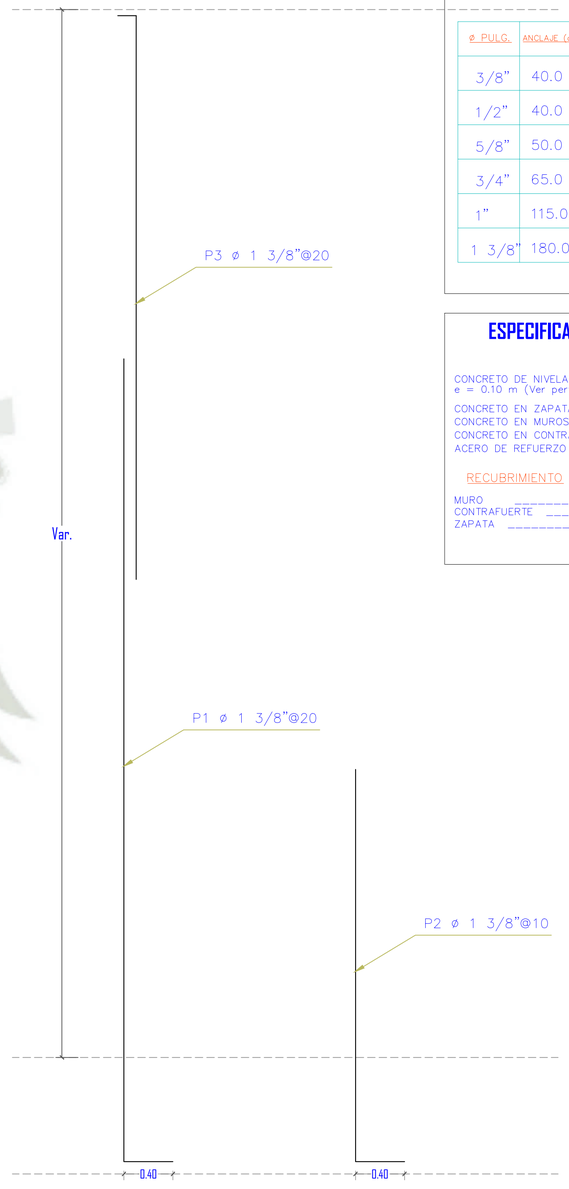
ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE 2019
N° LAMINA:
E-MC-17



MURO CºAº TIPO R
ESC. 1/25



Elevacion cara
interior



Detalle 01
acero de refuerzo

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES :
DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:
MURO DE CONTENCIÓN
DETALLES

ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE 2019
N° LAMINA:
E-MC-18

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

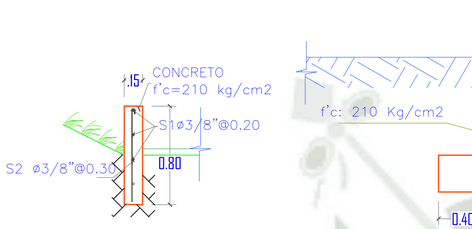
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

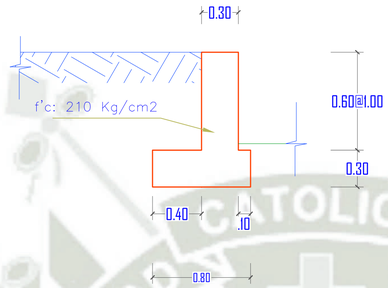
CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

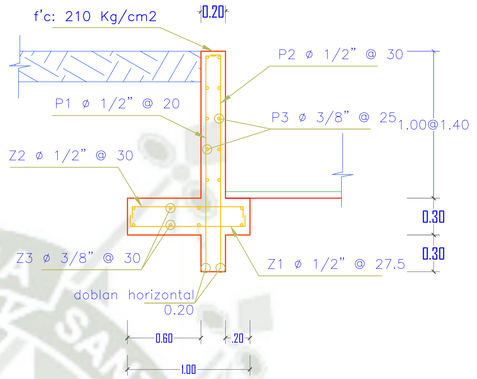
MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm



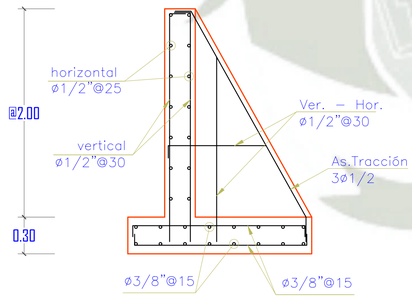
SARDINEL TIPO A
ESC. 1/25



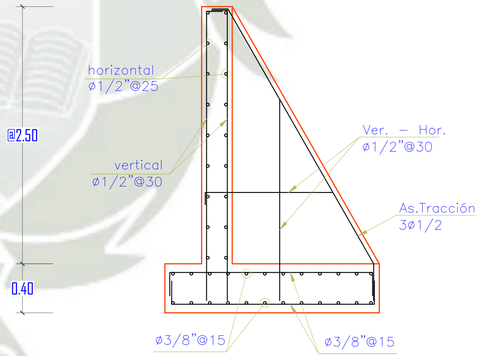
MURO CºSº TIPO A
ESC. 1/25



MURO CºAº TIPO B
ESC. 1/25



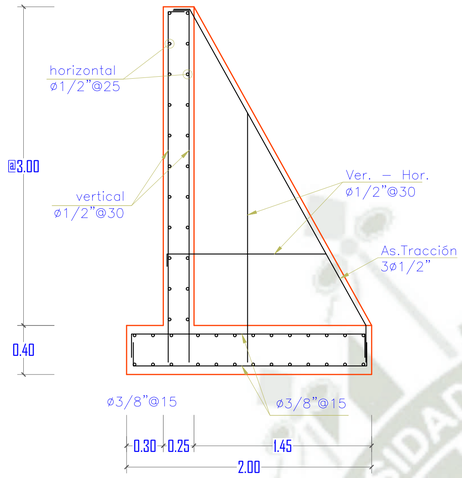
MURO CºAº TIPO C
ESC. 1/25



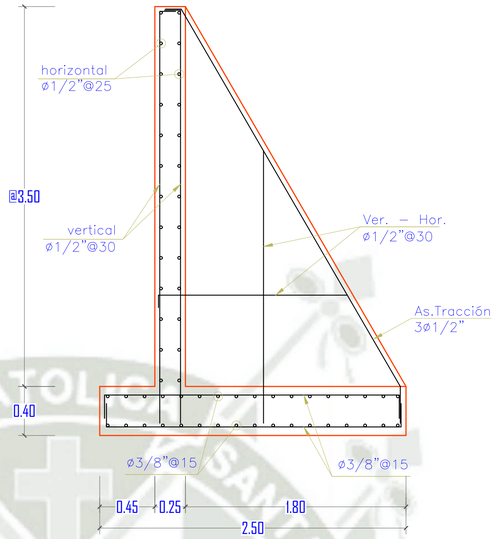
MURO CºAº TIPO D
ESC. 1/25

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES: DONGO TORRES, JESÚS M. FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS	TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN DETALLES

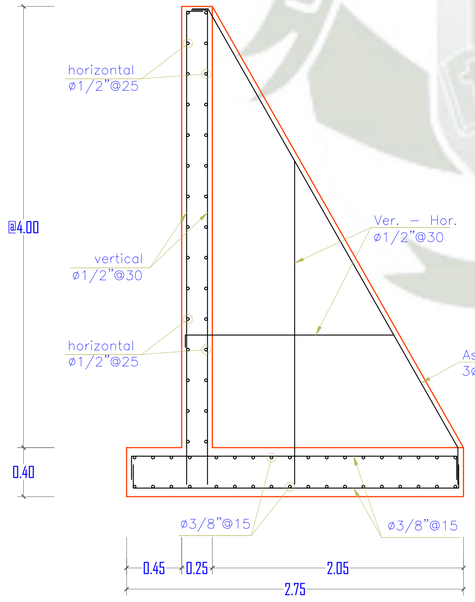
ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE 2019
N° LAMINA: E-MC-19



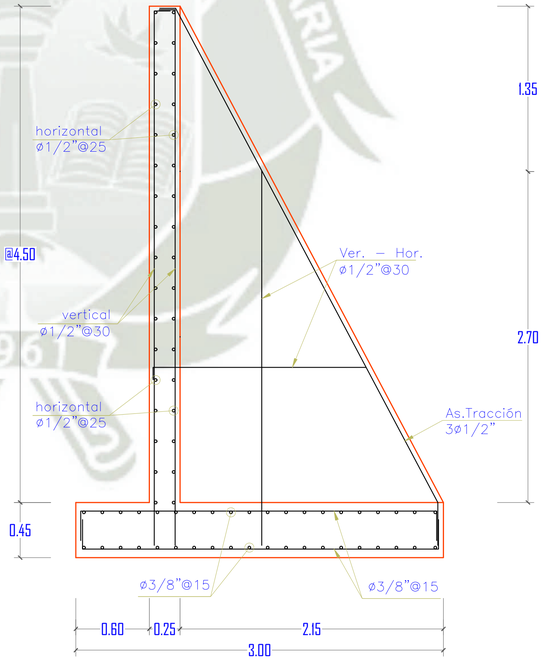
MURO CºAº TIPO E
ESC. 1/25



MURO CºAº TIPO F
ESC. 1/25



MURO CºAº TIPO G
ESC. 1/25



MURO CºAº TIPO H
ESC. 1/25

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:
MURO DE CONTENCIÓN DETALLES

ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE 2019
N° LAMINA: E-MC-20

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

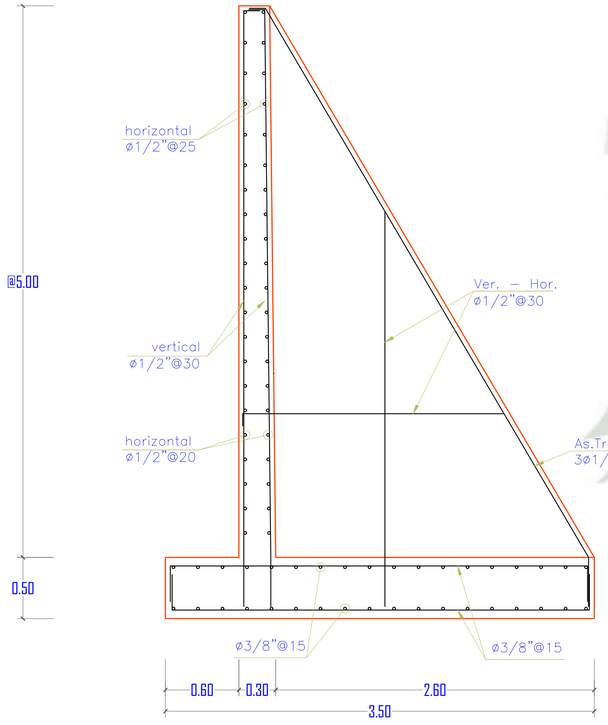
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

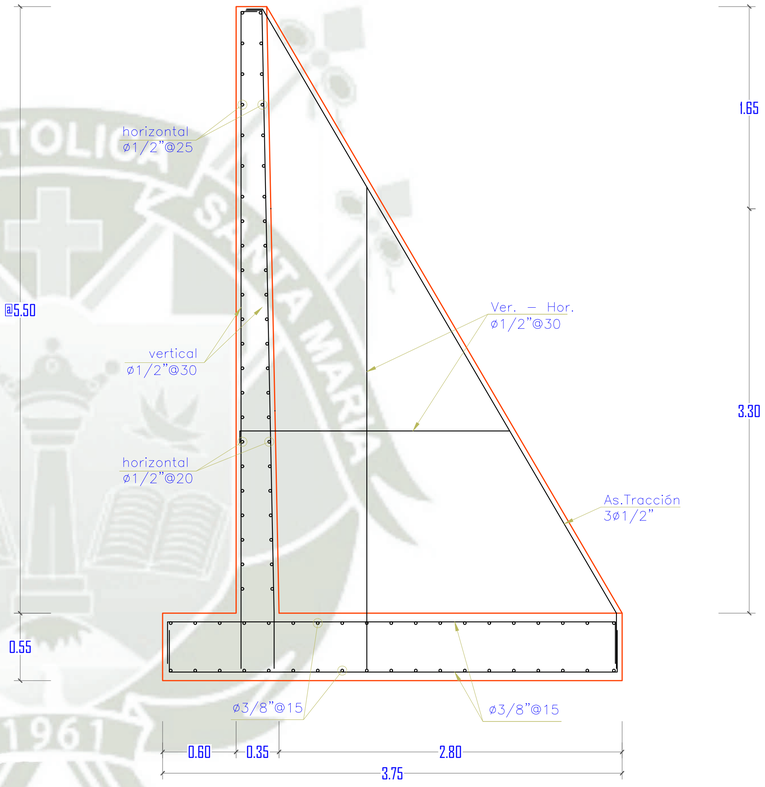
CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm



MURO CºAº TIPO I
ESC. 1/25



MURO CºAº TIPO J
ESC. 1/25

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES: DONGO TORRES, JESÚS M. FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS	TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN DETALLES	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE 2019 N° LAMINA: E-MC-21

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

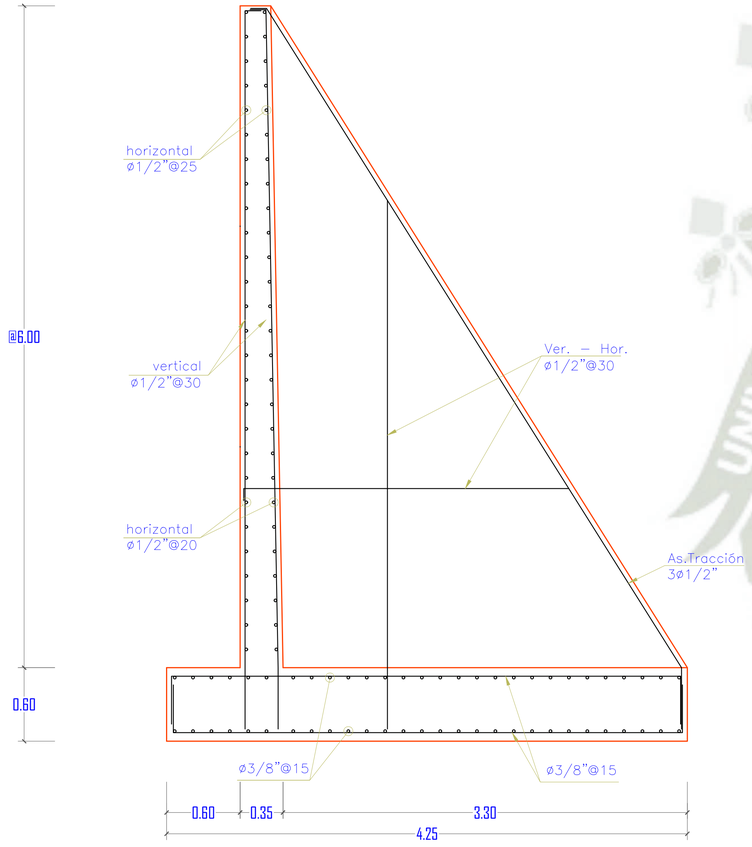
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

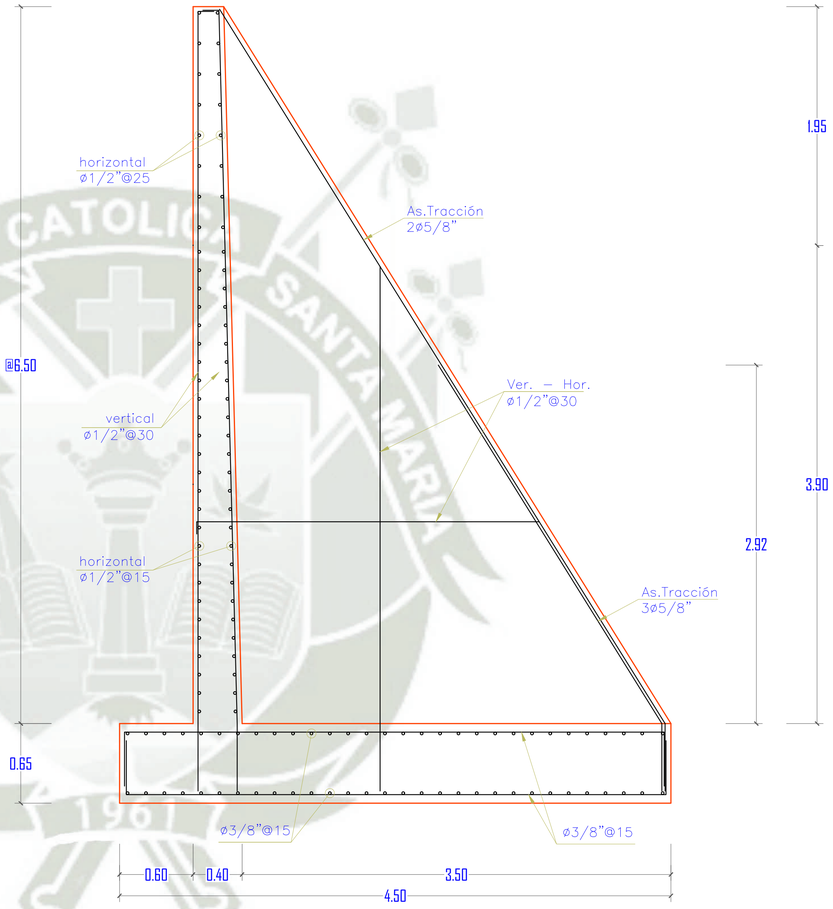
CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm



MURO CºAº TIPO K
ESC. 1/25



MURO CºAº TIPO L
ESC. 1/25

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES: DONGO TORRES, JESÚS M. FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS	TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN DETALLES	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE 2019 N° LAMINA: E-MC-22

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

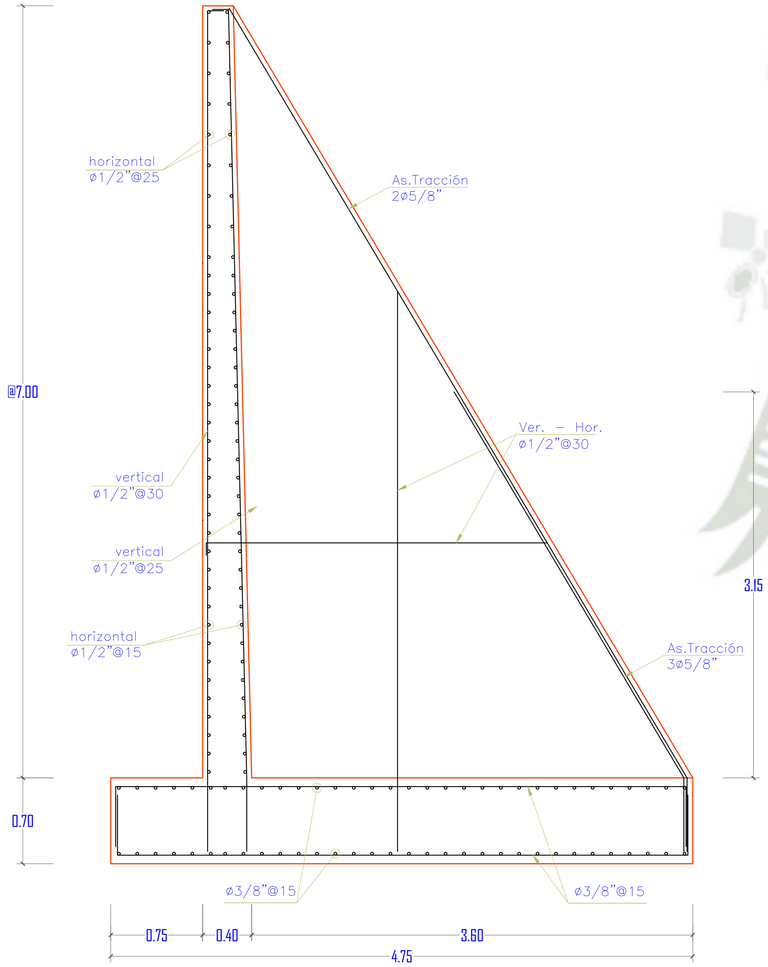
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

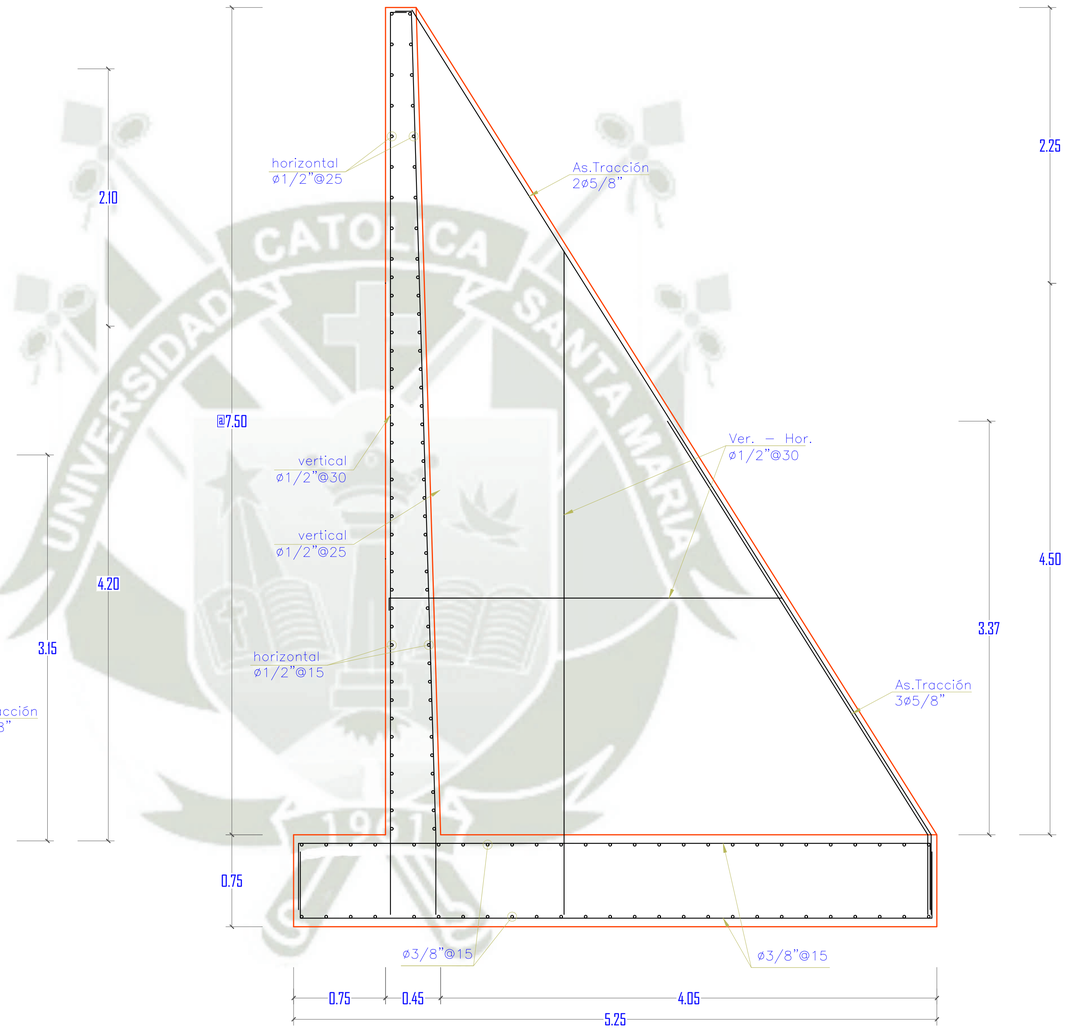
CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm

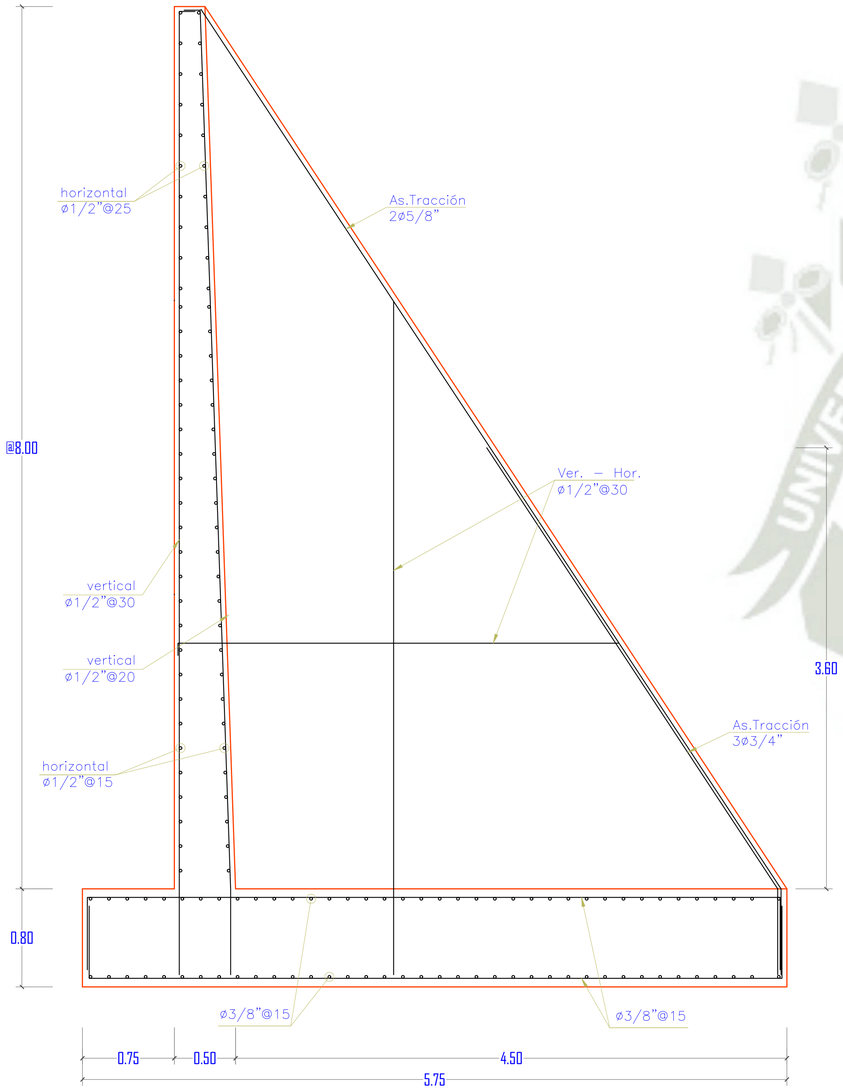


MURO CºAº TIPO M
ESC. 1/25

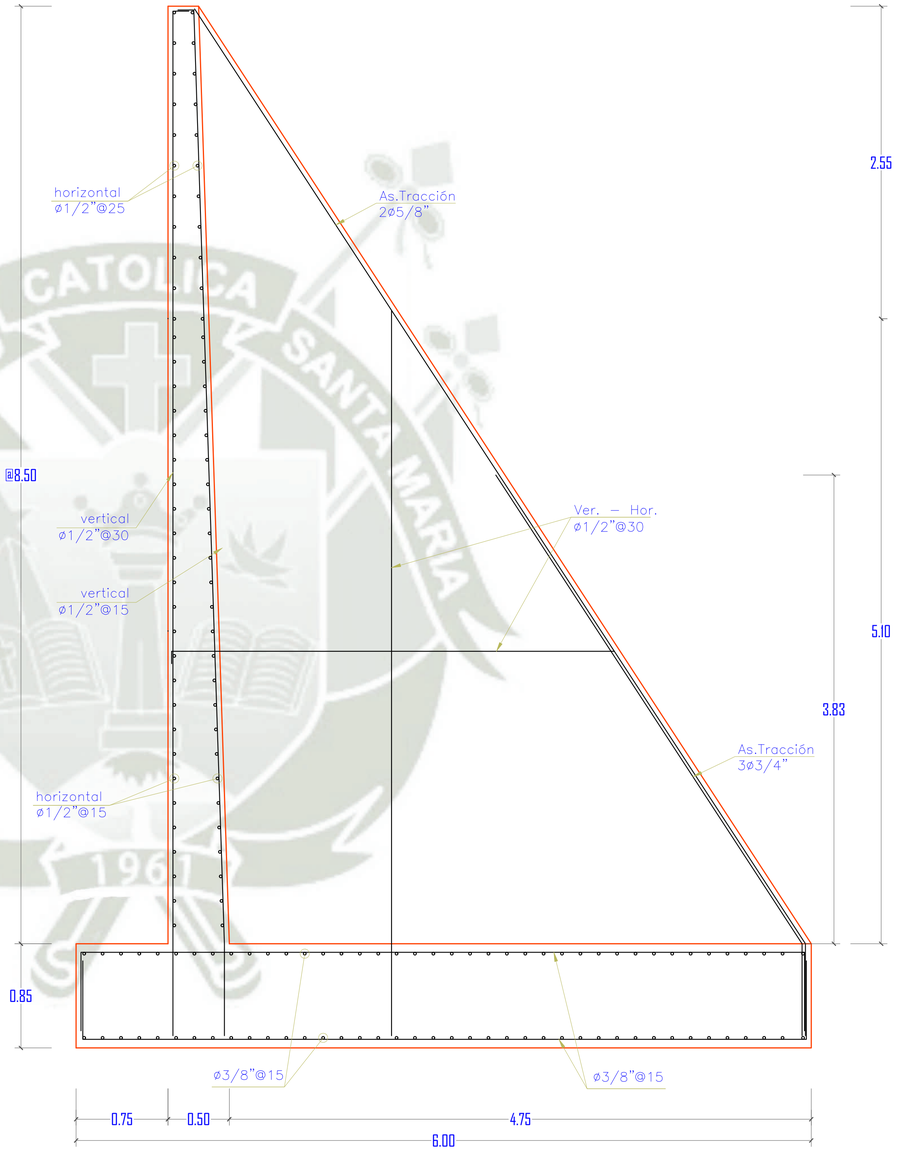


MURO CºAº TIPO N
ESC. 1/25

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES: DONGO TORRES, JESÚS M. FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS	TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN DETALLES	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE 2019 N° LAMINA: E-MC-23



MURO CºAº TIPO O
ESC. 1/25



MURO CºAº TIPO P
ESC. 1/25

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS.

ø PULG.	ANCLAJE (cm)	TRASLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solado) _f'c = 100 Kg/cm2
e = 0.10 m (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN MUROS	f'c = 210 Kg/cm2
CONCRETO EN CONTRAFUERTE	f'c = 210 Kg/cm2
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

MURO	5.0 cm
CONTRAFUERTE	5.0 cm
ZAPATA	7.0 cm

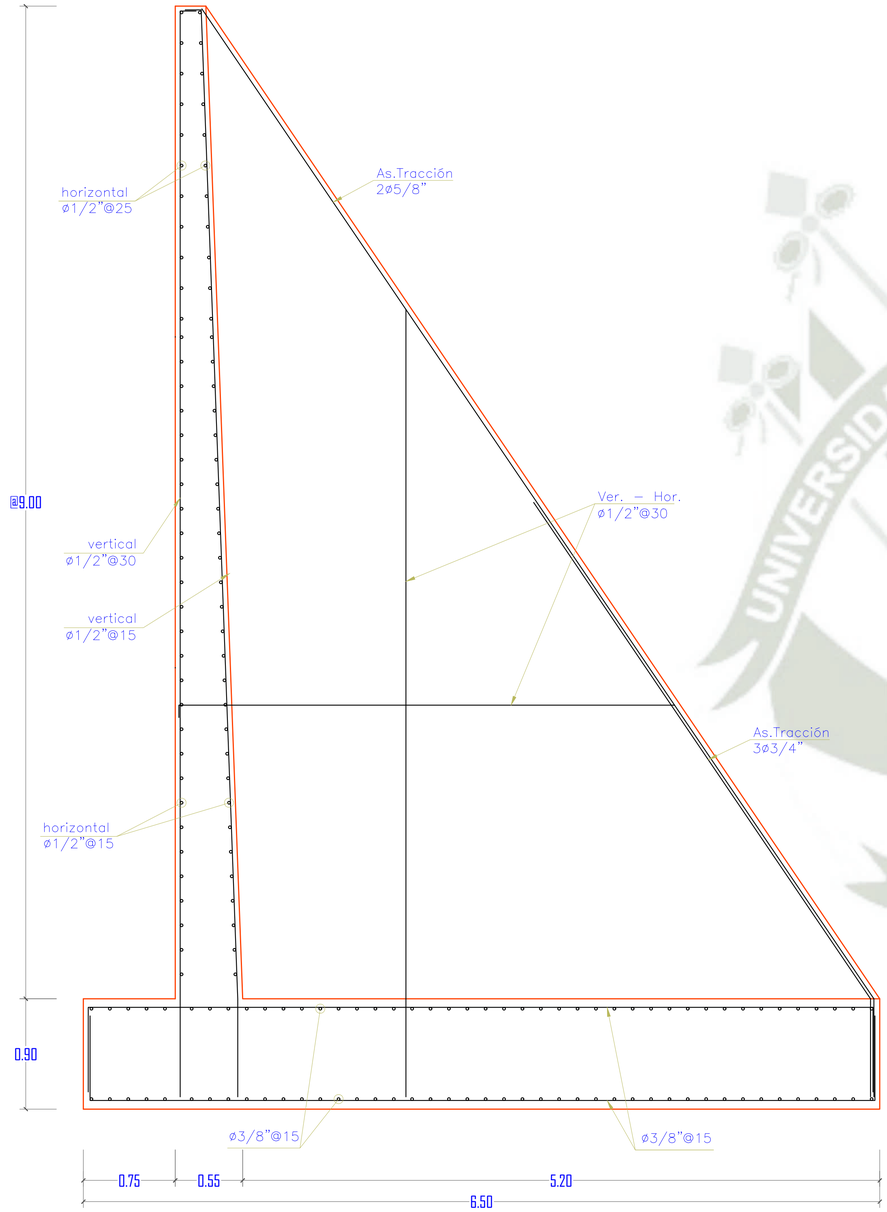
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES :
DONGO TORRES, JESÚS M.
FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS

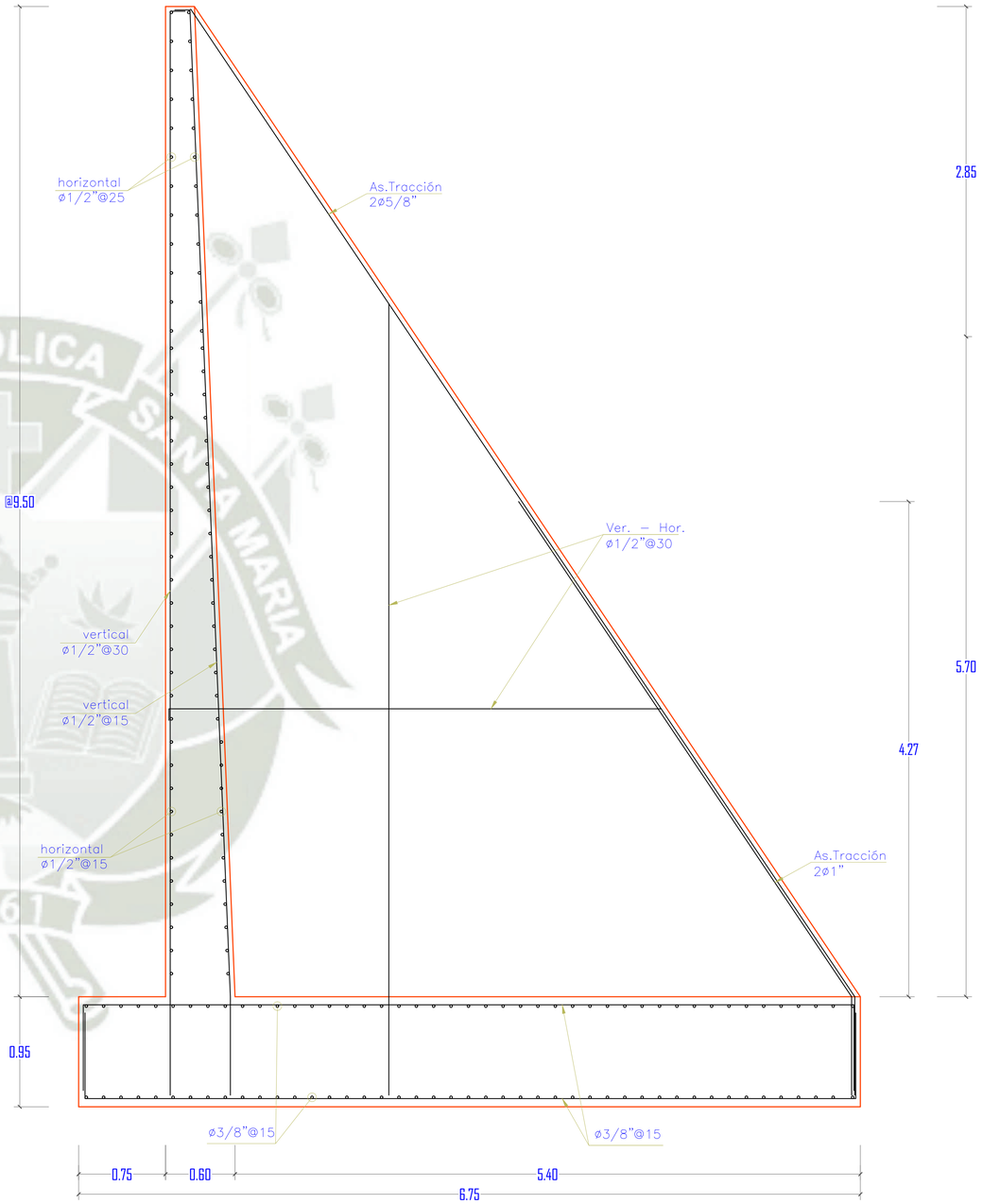
TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"

PLANO:
MURO DE CONTENCIÓN DETALLES

ESCALA: **INDICADA**
FECHA: **DICIEMBRE 2019**
N° LAMINA: **E-MC-24**



MURO CºAº TIPO Q
ESC. 1/25



MURO CºAº TIPO R
ESC. 1/25

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	BACHILLERES : **DONGO TORRES, JESÚS M.** **FIGUEROA QUISPE, GEANCARLOS**	TESIS: **"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL - ECONÓMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, EN EL INTERCAMBIO VIAL ENTRE LA AV. AVELINO CÁCERES Y LA AV. DANIEL ALCIDES CARRION EN EL DISTRITO DE JOSE LUIS BUSTAMENTE Y RIVERO - PROVINCIA DE AREQUIPA"**	PLANO: **MURO DE CONTENCIÓN DETALLES**	ESCALA: **INDICADA** FECHA: **DICIEMBRE 2019** N° LAMINA: **E-MC-25**