

# Universidad Católica De Santa María

Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y del Ambiente

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



## CÁLCULO Y DISEÑO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO LA INTERACCION DINAMICA SUELO – ESTRUCTURA

Tesis presentada por el bachiller:

**García Torres, Ronal Porfirio**

Para optar el título profesional de:

**Ingeniero Civil**

Asesor:

**Ing. Chávez Vega, Oscar**

**Arequipa - Perú**

**2018**

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Borrador de Tesis

INFORME DICTAMINATORIO

VISTO

EL BORRADOR DE TESIS TITULADO:

"CALCULO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO  
ACTUADO CONSIDERANDO LA INTERACCION DINAMICA SUELO - ESTRUCTURA"

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

Bf. RONALDO GARCIA TORRES

Nuestro DICTAMEN es:

AUTO PARA SUSPENSIÓN

OBSERVACIONES:

Arequipa, 2001, 01 SETIEMBRE

Chavez  
Dictaminador  
COD 1732

[Signature]  
COD: 2766  
Dictaminador

[Signature]  
CODIGO 1801

## Dedicatoria

Son numerosas las personas a las que debo agradecer por ayudarme en el logro de mi carrera, es demasiado poco el decirles gracias, pero en el fondo de mi ser eternamente les estaré agradecido y siempre presto a tenderles una mano cuando así lo requieran.

Sin embargo, resaltare solo algunas de estas personas sin las cuales no hubiese hecho realidad este sueño tan anhelado como lo es la culminación de mi carrera universitaria:

### A DIOS TODO PODEROSO:

Por darme la vida para lograr esta meta aspirada después de tantos esfuerzos, caídas entre otras cosas, que he tenido durante mi formación profesional, solo tú sabes el sacrificio que he pasado, en mis días y noches de estudio, me guiaste con tu luz divina por el camino correcto para no desmayar. Por eso mil gracias Dios.

### A MIS PADRES (Celestino García y Ángela Torres):

Detrás de este logro están ustedes, por su gran sacrificio, por su esfuerzo, por su apoyo, por su confianza y cariño. Nadie podría ser mejor que ustedes, porque fueron mi primera escuela en el hogar a través de su maravilloso ejemplo de amor, sacrificio y esfuerzo. Este logro es tanto mío como suyo, porque todo lo que soy es gracias a Ustedes.

### A MIS HERMANAS:

Por haberme dado el apoyo, ayuda y cariño para forjar mi carrera.

**Bach. Ronal Garcia Torres**

## Agradecimientos

A Dios por haber brindado la salud y las facilidades para poder culminar con mi carrera, además de brindarme la compañía de las personas más importantes en mi vida como son mis padres Celestino García y Ángela Torres, mis hermanas María Teresa, Judith y Elva, quienes me han sabido apoyar, ayudar y algunas veces soportar mi mal genio, cuando las cosas no me salían como yo esperaba.

Pero en especial quiero agradecer a mi padre Celestino García, quien desde muy pequeño me inculco el valor de la responsabilidad, constancia y respeto a las personas, además de enseñarme la importancia de ser hombre responsable de sus acciones ya que estas no solo me afectan a mí sino a todas las personas que más quiero, además es la persona que nunca dejo que creer en mí a pesar de haber sufrido algunos fracasos.

A mis amigos que he conocido a lo largo de toda mi vida y que siempre han estado ahí para ayudarme a salir de algunos problemas y con los cuales he pasado grandes aventuras, fracasos, pero que siempre supieron cómo hacer que todos esos problemas sean fáciles de sobrellevar.

A mi universidad que me brindo los conocimientos para poder enfrentar la vida que me espera a partir de que deje estas puertas de sabiduría, además de brindarme la oportunidad de conocer personas maravillosas como han sido mis compañeros y profesores. Gracias Totales.

## Resumen

Lo que se pretende con este trabajo es analizar y evaluar los efectos de la interacción sísmica Suelo – Estructura, para las condiciones de flexibilidad de la base de fundación ante una acción sísmica.

En la parte del proyecto la estructura ha sido modelada en forma conjunta con la Subestructura considerando la flexibilidad de la base de fundación para tener un comportamiento estructural más realista y diseñar los elementos estructurales de acuerdo a los esfuerzos que soportan.

Los factores que influyen en el comportamiento Suelo – Estructura son muchos, entre ellos se tiene el movimiento del suelo y la respuesta de la estructura bajo cargas dinámicas, la no linealidad del suelo se modelara seleccionando el módulo de corte del suelo y el módulo de amortiguamiento.

Este proceso debe ser usado con precaución ya que asume una representación aproximada de la respuesta estática de la estructura, cuando esta es sometida a cargas dinámicas. Todo esto es una aproximación. La ventaja de este proceso es que conlleva menos tiempo y es más sencillo que un proceso dinámico no lineal. En este proyecto vamos a ver los procedimientos descritos en los reportes del FEMA -356 y en ATC- 40.

El análisis sísmico tridimensional se ha realizado por el método de superposición modal y el espectro de respuesta se ha obtenido de la norma E-030.

Los resultados numéricos se han obtenido usando el programa ETABS, para el análisis de la Edificación.

**Palabras clave:** Esfuerzos, Dinámicas, Tridimensional, Flexibilidad.

## Abstract

The aim of this work is to analyze and evaluate the effects of the seismic interaction of the soil - Structure, for the conditions of flexibility of the base of the foundation before a seismic action.

In the part of the project the structure has been modeled jointly with the Substructure considering the flexibility of the foundation base to have a more realistic structural behavior and designed for the structural elements according to the efforts they support.

The factors that influence the behavior of the soil - Among them many, among them is the movement of the soil and the response of the structure under the dynamic loads, the quality of the soil is modeled by selecting the soil cutting module and the soil module damping.

This process should be used with caution since there is an approximate response of the static response of the structure, when this is a heavy load. All this is an approximation. The advantage of this process is that it takes less time and is simpler than a nonlinear dynamic process. In this project we will see the procedures described in the FEMA -356 and ATC-40 reports.

The three-dimensional seismic analysis was carried out by the modal superposition method and the response spectrum was obtained from the E-030 standard.

The numerical results have been found using the ETABS program, for the analysis of the Building.

**Keywords:** Efforts, dynamic, Three-dimensional, Flexibility.

## Índice

Resumen .....	iv
Abstract.....	v
<b>CAPITULO I: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR</b> .....	<b>15</b>
<b>GENERALIDADES .....</b>	<b>15</b>
1.1. PRESENTACION DEL PROYECTO.....	15
1.2. IMPORTANCIA DEL PROYECTO.....	16
1.3. CRITERIOS TECNICOS Y ESTRUCTURALES .....	18
1.3.1. SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA.....	18
1.3.2. HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO.....	18
1.3.3. UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD EN LA ESTRUCTURA.....	18
1.3.4. RIGIDEZ LATERAL.....	19
1.3.5. DIAFRAGMA RIGIDO.....	19
1.3.6. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	19
1.3.7. INTERACCION SUELO ESTRUCTURA.....	19
1.3.8. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	22
1.4. NORMAS Y REGLAMENTOS A UTILIZAR.....	23
1.4.1. CARGAS DE GRAVEDAD .....	23
1.4.2. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.....	25
1.5. PREDIMENSIONAMIENTOS DEL DISEÑO.....	27
1.5.1. ESTRUCTURACIÓN.....	27
1.5.2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	27
1.6. MECANICA DE SUELOS.....	30
1.6.1. GENERALIDADES.....	30
1.6.2. OBJETO DEL ESTUDIO .....	30
1.6.3. NOMBRE DEL PROYECTO Y UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO...31	
1.6.4. METODO DE TRABAJO.....	31
1.6.5. GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA.....	32

1.6.6.	NIVEL FREATICO.....	33
1.6.7.	TRABAJOS DE CAMPO .....	33
1.6.8.	PERFIL ESTRATIGRAFICO.....	33
1.6.9.	CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS.....	34
1.6.10.	CONSISTENCIA DE LOS SUELOS .....	34
1.6.11.	CONDICIONES GEOTECNICAS DE CIMENTACION.....	35
1.6.12.	SISMISIDAD .....	35
1.6.13.	CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ESTUDIADO .....	36
1.6.14.	SISMICIDAD Y CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL SUELO .....	38
1.6.15.	CONCLUSIONES.....	38
1.6.16.	RECOMENDACIONES .....	39
1.6.17.	ANEXO I.....	39
CAPITULO II: ANALISIS ESTRUCTURAL.....		41
2.1.	INTRODUCCION.....	41
2.2.	CRITERIOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO.....	41
2.3.	METRADO DE CARGAS .....	42
2.4.	DETERMINACION DE FUERZAS LATERALES .....	46
2.4.1.	DESCRIPCIONES GENERALES .....	46
2.4.2.	PARAMETROS DE ANALISIS SISMICO .....	46
2.5.	ANALISIS SISMICO ESTATICO.....	49
2.5.1.	PERIODO FUNDAMENTAL .....	49
2.5.2.	PESO DE LA EDIFICACIÓN .....	50
2.5.3.	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA SÍSMICA.....	50
2.5.4.	EFFECTO P-DELTA .....	51
2.5.5.	EXCENTRICIDAD.....	51
2.5.6.	DESPLAZAMIENTO DE PISO .....	51
2.6.	INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA .....	52
2.6.1.	APOYOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES .....	54
2.6.2.	EFFECTO CINEMATICO.....	58
2.6.3.	AMORTIGUAMIENTO EN LA CIMENTACIÓN (FEMA 440/8.3).....	58

CAPITULO III: CÁLCULO Y RESULTADOS .....	61
3.1.    CÁLCULO Y RESULTADOS DEL MODELO CON APOYOS FIJOS .....	61
3.1.1.    DERIVAS MAXIMAS POR NIVEL.....	62
3.1.2.    MODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL.....	63
3.1.3.    VERIFICACION DE R.....	64
3.1.4.    REACCIONES EN LA BASE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO.....	65
3.1.5.    REACCIONES EN LA BASE DEL ANALISIS DINAMICO.....	70
3.1.6.    ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN.....	76
3.2.    CÁLCULO Y RESULTADOS DEL MODELO CON FUNCIONES DE IMPEDANCIA (RESORTES) .....	76
3.2.1.    CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO .....	76
3.2.2.    CALCULO DEL MODULO DE CORTE EFECTIVO .....	77
3.2.3.    CALCULO DE LAS FUNCIONES DE IMPEDANCIA, RIGIDEZ, TRASLACIONAL Y ROTACIONAL DE LOS RESORTES DE APOYO EN LA BASE.	79
3.2.4.    PERIODOS Y FORMAS DE MODO EN EL MODELO CON CIMENTACIONES FLEXIBLES .....	84
3.2.5.    EFECTO CINEMATICO EN LA INTERACCION SUELO ESTRUCTURA..	85
3.2.6.    AMORTIGUAMIENTO EN LA CIMENTACION POR LA INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA.....	86
3.2.7.    ESPECTRO DE SISMO CON LA INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA	88
3.2.8.    RESULTADOS DE ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON BASE FLEXIBLE E INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA.....	92
3.2.9.    JUNTA DE SEPARACION SISMICA ENTRE LOS BLOQUES A Y B.....	93
CAPITULO IV: CÁLCULO Y DISEÑO DE CIMENTACION .....	95
4.1.    DISEÑO DE CIMENTACION .....	95
CAPITULO V: CÁLCULO Y DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA.....	107
5.1.    DISEÑO DE LOSA ALIGERADA.....	107
5.2.    DISEÑO DE LOSA MACIZAS .....	113
5.3.    DISEÑO DE VIGAS .....	115
5.4.    DISEÑO DE COLUMNA .....	127

5.5. DISEÑO DE MUROS DE CORTE (PLACAS).....	138
5.6. DISEÑO DE ESCALERAS.....	146
5.7. DISEÑO DE TABIQUERIA.....	152
CONCLUSIONES.....	155
RECOMENDACIONES.....	157
BIBLIOGRAFIA.....	158
ANEXOS: PLANOS.....	160



## Lista de tablas

Tabla 1 : Cargas por Gravedad .....	23
Tabla 2: Cargas y sobrecargas .....	24
Tabla 3: Ubicación y profundidad de excavación .....	33
Tabla 4: Distribución Granulométrica .....	34
Tabla 5: Consistencia de los Suelos .....	34
Tabla 6: Capacidad de Carga admisible .....	37
Tabla 7: Límites de desplazamiento según el tipo de estructura .....	52
Tabla 8: Derivas máximas del bloque A, en base rígida .....	62
Tabla 9: Derivas máximas del bloque B, en base rígida .....	63
Tabla 10: Modos de participación Modal del Bloque A .....	63
Tabla 11: Modos de participación Modal del Bloque B .....	64
Tabla 12: Aceleración Espectral para cada periodo de tiempo .....	65
Tabla 13: Peso Total y Cortante en la Base .....	66
Tabla 14: Fuerzas Sísmicas aplicadas a cada nivel .....	66
Tabla 15: Peso total y cortante en la Base .....	68
Tabla 16: Fuerzas Sísmicas aplicadas a cada nivel .....	69
Tabla 17: Cortante Basal en cada dirección .....	70
Tabla 18: Cálculo de los factores de diseño en el Bloque A .....	70
Tabla 19: Fuerzas Cortantes en dos direcciones por nivel en el Bloque A .....	71
Tabla 20: Cortante Basal en cada dirección .....	73
Tabla 21: Cálculo de los factores de diseño en el Bloque B .....	73
Tabla 22: Fuerzas Cortantes por niveles en las dos direcciones en Bloque B .....	74
Tabla 23: Cálculo del Índice de estabilidad en el Bloque A .....	76
Tabla 24: Cálculo del Índice de estabilidad en el Bloque B .....	76
Tabla 25: Cuadro Efective Shear Modulus Ratios .....	78
Tabla 26: Periodos y porcentaje de masa en bloque A .....	84
Tabla 27: Periodos y porcentaje de masa en el bloque B .....	85
Tabla 28: Aceleraciones para el nuevo espectro de sismo Bloque A .....	89

Tabla 29: Aceleraciones para el nuevo espectro de sismo Bloque B .....	91
Tabla 30: Derivas de la Interacción Suelo-Estructura en Base Flexible, en el Bloque A .....	92
Tabla 31: Derivas de la Interacción Suelo-Estructura en Base Flexible, en el Bloque B .....	93
Tabla 32: Acero de Distribución para momentos negativos.....	111
Tabla 33: Acero de Distribución para momentos positivos .....	111
Tabla 34: Resumen de acero de Distribución.....	112
Tabla 35: Efecto Global X-X .....	136
Tabla 36: Efecto Global Y-Y .....	136
Tabla 37: Resultados de análisis estructural .....	142
Tabla 38: Amplificación de cargas y momentos en el eje X-X más crítico .....	142



## Lista de figuras

Figura 1: Plano de distribución del Primer al Doceavo nivel.....	16
Figura 2: Plano Elevación Principal .....	17
Figura 3: Plano Elevación Posterior .....	17
Figura 4: Detalle de losa aligerada .....	28
Figura 5: Fotos de Calicatas .....	40
Figura 6: Modelo de Interacción Suelo-Estructura.....	53
Figura 7: Teoremas de la superposición .....	54
Figura 8: Cálculo de la Rigidez de una Cimentación Rígida y Corrección por Profundidad....	56
Figura 9: Cálculo de la Rigidez en Cimentaciones no Rígidas .....	57
Figura 10: División de la estructura en dos bloques.....	61
Figura 11: Vista en 3D de los dos Bloques .....	61
Figura 12: Espectro de Sismo E 030 .....	65
Figura 13: Fuerza Sísmicas Aplicadas por Niveles en Bloque A.....	67
Figura 14: Resultado Análisis Estático en Bloque A .....	67
Figura 15: Fuerzas Sísmicas Aplicadas por Niveles en Bloque B .....	68
Figura 16: Resultado Análisis Estático en Bloque B.....	69
Figura 17: Distribución de Cortante Dinámico en Dirección X, Cortante dinámico en la base V <sub>x</sub> =3359.38 Tn.....	72
Figura 18: Distribución de Cortante Dinámico en Dirección Y, Cortante dinámico en la base V <sub>y</sub> =3481.72 Tn.....	72
Figura 19: Resultado Análisis Dinámico en la dirección X .....	75
Figura 20: Resultado Análisis Dinámico en la dirección Y .....	75
Figura 21: Predimensionamiento de Cimentación .....	80
Figura 22: Cálculo de la Rigidez de una Cimentación Rígida y Corrección por Profundidad .81	
Figura 23: Colocación del valor de la rigidez en cada apoyo de las edificaciones .....	81
Figura 24: Calculo de Rigideces en Zapatas Combinada 01 y 02 .....	82
Figura 25: Calculo de Rigideces en Zapatas Combinada 03 y 04 .....	82
Figura 26: Calculo de Rigideces en Zapata Combinada 05 y 06 .....	83

Figura 27: Calculo de Rigideces en Zapata Combinada 07 y 08 .....	83
Figura 28: Calculo de Rigideces en Zapata 09 y 10 .....	84
Figura 29: Espectro de Sismo considerando Interacción Suelo-Estructura Bloque A .....	90
Figura 30: Espectro de Sismo considerando Interacción Suelo-Estructura Bloque B .....	90
Figura 31: Máximo desplazamientos en el bloque A .....	94
Figura 32: Máximo desplazamientos en el bloque B .....	94
Figura 33: Ubicación de la Resultante.....	98
Figura 34: Zapata Combinada .....	98
Figura 35: Cargas Ultimas de la Zapata Combinada.....	102
Figura 36: Diagrama de Momentos en la Zapata Combinada.....	102
Figura 37: Diagrama de Cortantes en la Zapata Combinada.....	102
Figura 38: Punzonamiento Zapata Combinada .....	103
Figura 39: Valores de $\delta$ según caso .....	104
Figura 40: Metrado de Cargas del Aligerado Bloque A.....	109
Figura 41: Diagrama de Momentos Flectores del Aligerado Bloque A.....	109
Figura 42: Diagrama de Fuerzas Cortantes del Aligerado Bloque A.....	113
Figura 43: Momentos Flectores en losa maciza .....	114
Figura 44: Estado Balanceado para diseño a flexión.....	116
Figura 45: Fuerza cortante en diseño de vigas. ....	119
Figura 46: Requerimiento de estribos en vigas .....	120
Figura 47: Envoltorio de Momentos de la Viga.....	122
Figura 48: Refuerzo colocado en la Viga V-18.....	123
Figura 49: Cortante Isostático de la Viga V-18.....	123
Figura 50: Envoltorio de Cortante de la Viga V-18.....	125
Figura 51: Envoltorio de Cortante de la Viga V-18, Primer Tramo.....	126
Figura 52: Diagrama de Interacción .....	127
Figura 53: Fuerza Cortante para diseño de Columna .....	133
Figura 54: Empalmes de Acero para columnas .....	134
Figura 55: Requerimiento de Estribos en Columnas .....	134
Figura 56: Diagrama de Interacción de la Columna C-3.....	137

Figura 57: Refuerzo de Placa P-20.....	143
Figura 58: Diagrama de Interaccion de la Placa P-20. ....	144
Figura 59: Vista en Planta de Escalera del Primer Nivel. ....	146
Figura 60: Corte de Escalera del Primer Nivel.....	147
Figura 61: Idealizacion de la Escalera Primer Tramo .....	149
Figura 62: Diagrama de Momento Flector del Primer Tramo.....	150
Figura 63: Diagrama de fuerzas cortantes en el primer tramo .....	150



## CAPITULO I: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR

### GENERALIDADES

#### 1.1. PRESENTACION DEL PROYECTO.

El siguiente proyecto consiste en el Análisis y Diseño estructural de un edificio de Viviendas multifamiliares de concreto armado de dos bloques de doce niveles cada uno. El cual estará ubicado en Asentamiento Poblacional Asociación Pro vivienda De Interés Social Benigno Ballón Farfán, Manzana O Lote 17, en el distrito de cerro colorado, Provincia y Departamento de Arequipa.

El proyecto consiste en una edificación multifamiliar, sobre un terreno de 1215 m<sup>2</sup>, es un edificio de vivienda con características muy comunes en el mercado actual, dicha edificación fue dividida en dos bloques, debido a su configuración estructural, cada bloque tiene una configuración regular en planta, es una edificación usado con frecuencia en nuestro medio en los diseños arquitectónicos por sus muros de espesor reducido, que les permite a los departamentos tener mayor área de comparación a otros sistemas estructurales.

El edificio tiene 12 pisos, con una altura total de 31.40 m., siendo la altura de piso a piso de 2.55 m., también cuenta con un tanque elevado cuya altura alcanza 5.75 m.

En el área de terreno se ha emplazado la edificación, techando un área de 500.00 m<sup>2</sup> (41.15%), dejando 715.00 m<sup>2</sup> (58.85%) de área libre, donde se desarrollan los jardines y los estacionamientos. En los niveles superiores, hasta llegar al doceavo piso, se han emplazado cinco departamentos por piso, con un total de 60 departamentos, haciendo un área total de techado de 6,000.00 m<sup>2</sup>.

Los estacionamientos se han ubicado en el perímetro frontal y posterior del terreno. La edificación cuenta con dos ingresos principales hacia los diferentes niveles. En el último nivel se construirá dos tanques elevados que abastecerán a toda la edificación.

Los departamentos del Primer al Doceavo nivel cuenta con:

- Departamento A: Sala-Comedor, Cocina, Lavandería, dos dormitorios simples, uno principal y una terraza. Con un área de 90.00 m<sup>2</sup>.

- Departamento B: Sala-Comedor, Cocina, Lavandería, dos dormitorios simples, uno principal y una terraza. Con un área de 90.00 m<sup>2</sup>.
- Departamento C: Sala-Comedor, Cocina, Lavandería, dos dormitorios simples, uno principal y una terraza. Con un área de 90.00 m<sup>2</sup>.
- Departamento D: Sala-Comedor, Cocina, Lavandería, dos dormitorios simples, uno principal y una terraza. Con un área de 70.00 m<sup>2</sup>.
- Departamento E: Sala-Comedor, Cocina, Lavandería, dos dormitorios simples, uno principal y una terraza. Con un área de 85.00 m<sup>2</sup>.

Para el suministro de agua potable para consumo doméstico, se ha considerado dos tanques elevados con una capacidad de 35.00 m<sup>3</sup> cada uno.

## 1.2. IMPORTANCIA DEL PROYECTO

Este proyecto es importante pues se buscara dar solución a la necesidad de vivienda en nuestra sociedad actual buscando para estos tipos de edificio la mejor solución estructural con la que se pueda dar la seguridad necesaria para eventuales siniestros y a su vez mantener la armonía y belleza del edificio.

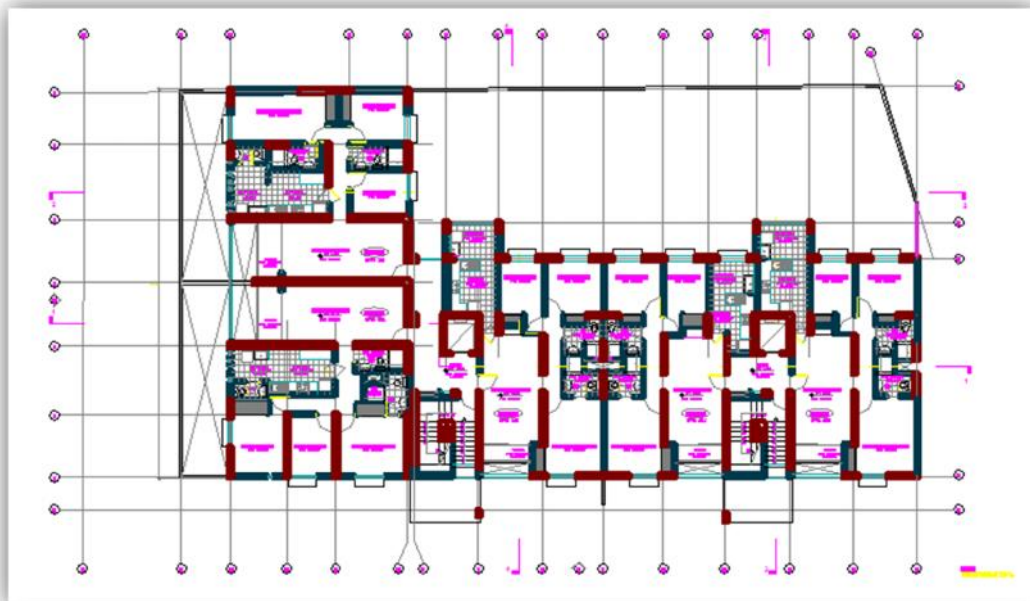


Figura 1: Plano de distribución del Primer al Doceavo nivel



Figura 2: Plano Elevación Principal



Figura 3: Plano Elevación Posterior

Prepararnos con los profesionales de la rama, para las necesidades de estos tiempos, viendo en los diseños estructurales de edificios altos, algo común. Con las mayores experiencias obtenidas, llegaremos a optimizar los diseños para este tipo de edificaciones.

### **1.3. CRITERIOS TECNICOS Y ESTRUCTURALES**

#### **1.3.1. SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA.**

En este edificio se observa lo siguiente, una continuidad de muros y placas en todos sus niveles por lo que es un edificio simple en cuanto a su diseño, más en lo que se refiere a simetría el edificio no es simétrico comparando sus dos sentidos; en un sentido hay mayor número de placas y muros y en el sentido más corto no, por lo que es probable que se origine una torsión, que no es recomendable para el comportamiento del edificio ante las fuerzas que se presenten.

#### **1.3.2. HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO.**

Un diseño sismo-resistente implica que las estructuras tengan una disposición hiperestática y una construcción monolítica de los elementos estructurales; esto logra una mayor capacidad resistente, al permitir que, por la producción de rótulas plásticas (zonas de la estructura que pasan al rango inelástico o plástico durante el aumento de cargas externas que generan grandes esfuerzos) se disipe en mejor forma la energía sísmica y se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad.

Mientras más hiperestático sea el edificio; éste será más dúctil porque podrán producirse más rótulas plásticas. Una estructura de varios niveles es bastante hiperestática, como es el caso del presente proyecto.

#### **1.3.3. UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD EN LA ESTRUCTURA.**

La edificación es uniforme y continúa en todo lo alto de la estructura, manteniéndose las placas y muros, esto debido a la arquitectura, que se repite en los niveles superiores. Manteniéndose sobre todo los elementos estructurales más importantes del mismo.

### **1.3.4. RIGIDEZ LATERAL.**

Se dispone de placas de concreto armado en las dos direcciones ortogonales del edificio, las cuales brindan la rigidez lateral necesaria para controlar las deformaciones laterales. Puesto que si se tienen excesivas deformaciones generarán pánico en las personas y daño en los elementos no estructurales.

Teniendo el edificio una estructura rígida se obtienen menores deformaciones laterales con lo cual no es imperativo detallar de manera cuidadosa el aislamiento de los elementos no estructurales.

### **1.3.5. DIAFRAGMA RIGIDO.**

Las losas del edificio en cada uno de los niveles presentan aberturas en las zonas por donde se tiene áreas libres para dar ventilación e iluminación a los ambientes de los departamentos. Pero por estar distribuidas en ambos lados de la edificación, las consideramos en el análisis como losas rígidas en su plano haciendo que los elementos estructurales de un mismo nivel sufran igual deformación lateral, produciéndose la distribución de la fuerza de sismo en cada una de las placas según la rigidez lateral que posea cada elemento.

### **1.3.6. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.**

En nuestro caso no consideraremos los elementos no estructurales para el diseño, pues debido a que los muros de corte de concreto armado y los pórticos son los que tienen la mayor rigidez y por tanto los que se llevan todos los esfuerzos.

Para mejorar esto consideraremos independizar estos elementos no estructurales para evitamos que el comportamiento a la hora de sismo sea diverso de la considerada para el cálculo.

### **1.3.7. INTERACCION SUELO ESTRUCTURA**

#### **1.3.7.1. PROCEDIMIENTOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS**

Los principales procedimientos de análisis sísmico son los siguientes:

- **Análisis Lineal**
- Análisis Estático Lineal

- Análisis Dinámico Lineal
- **Análisis No Lineal**
  - Análisis Estático No Lineal
  - Análisis Dinámico No Lineal

#### 1.3.7.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES (ANLE).

##### **Método PUSH-OVER**

Es más conocidos como Push-Over, por su nombre en inglés, cuya principal característica es la de usar sistemas equivalentes de un grado de libertad, para modelar una estructura de múltiples grados de libertad y que únicamente nos permiten apreciar respuestas globales de la estructura.

En este tipo de análisis, el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación fuerza-deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material; la representación más común para este análisis es la curva de capacidad de carga o curva “pushover”, la cual corresponde a la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura.

Los análisis estáticos no lineales (nonlinear static procedure: NSP, o también llamados análisis pushover) nacen como una alternativa a los análisis dinámicos no lineales. Estos métodos se desarrollan como herramientas para descubrir la vulnerabilidad presente en edificios al ser sometidos a cargas laterales provocadas por sismos.

Los análisis pushover consisten básicamente en aplicar, sobre los edificios, una carga mono tónicamente creciente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o fuerza de corte basal previamente definida.

Actualmente existen al menos tres documentos de amplia difusión que indican una o varias formas de realizar un análisis pushover, éstos son el ATC-40, el FEMA356 y el Eurocode-8 (EC8).

Chopra (Chopra, 2000) explica que los procedimientos estáticos no lineales incorporados en el ATC-40 (ATC, 1996) y el FEMA273 (FEMA, 1997) se basan en el capacity spectrum method originalmente desarrollado por Freeman.

### **Método del espectro de capacidad (ATC-40).**

El CSM (capacidad spectrum method: CSM) o método del espectro de capacidad está incluido en el documento ATC-40 (ATC, 1996), este método de análisis no lineal estático utilizada la curva de capacidad de la estructura (curva pushover) y una reducción del espectro de respuesta para evaluar el desempeño del edificio.

Valenzuela (Valenzuela, 2002) explica que éste método de análisis estático no lineal involucra tres conceptos: capacidad, demanda y desempeño. La capacidad está asociada a la curva pushover o curva de fuerza basal versus deformación, este proceso usa una serie de análisis elásticos secuenciales, bajo la acción de patrones de carga laterales aplicado a la estructura. La demanda es la curva que representa la acción sísmica y el desempeño es una medida del comportamiento del edificio mediante una serie de parámetros preestablecidos. El ATC-40 especifica tres métodos (métodos A, B y C) para estimar la demanda de deformación inducida por acciones sísmicas (Chopra, 2000). El procedimiento A y B son analíticos y computacionalmente amenos, considerando que el procedimiento C es gráfico y más adecuado para un análisis manual.

Chopra y Goel evaluaron la precisión de los procedimientos estáticos no lineales contenidos en el ATC-40, con respecto a su capacidad para estimar las deformaciones sísmicas (Chopra, 2000) en la investigación los autores demuestra importantes deficiencias en el procedimiento A. Este procedimiento iterativo no converge para algunos de los sistemas analizados. Converge en la mayoría de los casos, pero a una deformación muy diferente a la entregada por procedimientos dinámicos no lineales. El procedimiento B del ATC-40 siempre entrega un único valor de deformación, semejante al entregado por el procedimiento A, cuando este converge. Estos procedimientos aproximados subestiman significativamente la deformación para un amplio rango de periodos y factores de ductilidad con errores del orden del 50%, implicando que la deformación estimada es cerca de la mitad del valor “exacto”.

### **Método de coeficientes de desplazamiento (FEMA 273/356).**

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, (Federal Emergency Management Agency: FEMA) junto a la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, (American Society of Civil Engineers: ASCE), ambas instituciones estadounidenses, redactaron un documento con características de pro-norma en el cual se entregan, entre otras cosas, directivas para la realización de análisis dinámicos no lineales, un procedimiento para realizar análisis estáticos no lineales y parámetros de modelación numérica de rótulas plásticas en los materiales estructurales más usados (FEMA, 2000).

El procedimiento estático no lineal incorporado en el FEMA 356 (FEMA, 2000) indica que un modelo matemático incorporará directamente las características de carga-deformación no lineal de los componentes individuales y elementos de la estructura, éste será sometido a cargas laterales incrementadas mono tónicamente representando las fuerzas de inercia producidas durante un sismo, hasta alcanzar un desplazamiento objetivo.

#### **1.3.8. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.**

Para el diseño por flexión se considerara limitar la cuantía de acero a valores que nos proporcionen ductilidad adecuada evitando la falla por compresión.

En elementos sometidos a flexión y cortante buscar evitar la falla por cortante, pues esta es una falla frágil, darle entonces más capacidad por cortante.

Se tendrá en cuenta en zonas donde existen compresiones importantes (máximos momentos) confinar el concretó con acero transversal, el elemento al ser sometido a estos esfuerzos hace trabajar a tracción al acero transversal, aumentando la capacidad de deformación en la etapa plástica ductilidad.

Se tomara en cuenta al diseñar las columnas para que estas tengan una mayor capacidad de resistir momentos en relación a las vigas, para que las rótulas plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en las columnas.

Se tomara en cuenta en elementos sometidos a flexo compresión y cortante (muros y columnas) dar más capacidad por cortante que por flexión.

#### 1.4. NORMAS Y REGLAMENTOS A UTILIZAR.

Las Normas Técnicas de Edificación Peruanas bajo las cuales se ha realizado el diseño del Proyecto son las comprendidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E):

- E- 0.60 Reglamento Nacional de Edificaciones 2009 de Concreto Armado.
- E- 0.20 Metrado de Cargas
- E- 0.70 Albañilería
- E- 0.30 Normas de Diseño Sismo resistente.
- E- 0.50 Suelos y cimentaciones

##### 1.4.1. CARGAS DE GRAVEDAD

Las cargas de gravedad utilizadas para realizar el metrado de los diferentes elementos estructurales diseñados en el proyecto son las indicadas en la Norma de Cargas tanto para cargas muertas como para cargas vivas.

Para el cálculo de las cargas muertas se ha considerado los siguientes pesos principalmente:

Tabla 1 : Cargas por Gravedad

Peso específico del concreto armado	2400 Kg/m <sup>3</sup>
Peso de losa aligerada (h = 20 cm.)	300 Kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso incluyendo contrapiso	100 Kg/m <sup>2</sup>
Cobertura de ladrillo pastelero	100 Kg/m <sup>2</sup>
Peso propio de tabiques de albañilería incluyendo el acabado (unidades sólidas)	1350 Kg/m <sup>3</sup>
Peso unitario del agua	1000 Kg/m <sup>3</sup>

Las sobrecargas o cargas vivas consideradas son las siguientes:

Tabla 2: Cargas y sobrecargas

<b><u>Edificios de Vivienda:</u></b>	<b><u>Sobrecargas</u></b>
Vivienda	200 Kg/m <sup>2</sup>
Corredores y escaleras	200 Kg/m <sup>2</sup>
Ascensor	1500 Kg/m <sup>2</sup>
Azoteas	100 kg/m <sup>2</sup>

Se considerara una carga adicional por los tanques elevados que tienen una capacidad de 2500lts cada uno.

Las cargas de sismo se han calculado de acuerdo lo indicado en las Normas de Diseño Sismo Resistente. Los factores y criterios considerados se indican en el capítulo correspondiente.

En el diseño de concreto armado de las losas aligeradas unidireccionales, vigas, columnas, cimentaciones, se ha tomado la normatividad del reglamento nacional de edificaciones, siendo específicamente la E-060 Concreto armado. La combinación sísmica es de acuerdo a la E- 030.

Los elementos de concreto armado se diseñan por el método a la rotura del concreto que considera las siguientes hipótesis:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) + CS$$

$$U = 1.25 (CM + CV) - CS$$

$$U = 0.9 CM + 1.00CS$$

$$U = 0.9 CM - 1.00CS$$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

S: Carga de sismo

U: Carga última

Para ambas direcciones se plantean las mismas hipótesis, para finalmente con las envolventes realizar el diseño de cada uno de los elementos.

#### 1.4.2. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.

A continuación se indica los valores considerados para las diferentes magnitudes y propiedades de los materiales a utilizarse, para el cálculo y diseño del proyecto:

##### **Estudio del suelo:**

La unidad geotécnica correspondiente, es un suelo de características GM-SM, no plástico. La estructura del suelo está conformada por dos estratos I y II, el Estrato I tiene un espesor variable de 1.30 m. a 1.50 m. medianamente compacta a compacta, el Estrato II es muy compacto; este estrato es de considerable espesor, el mismo que servirá como apoyo de las cimentaciones.

Los esfuerzos de carga estructural aplicados no pueden exceder la capacidad de carga admisible mínima como es:

$$Q_{\text{admisible}} = 1.530 \text{ kg/cm}^2. \text{ Cimentación Corrida}$$

$$Q_{\text{admisible}} = 2.121 \text{ kg/cm}^2. \text{ Cimentación Cuadrada}$$

$$\text{Asentamiento Inicial} = S = 0.49 \text{ cm. Cimentación Corrida.}$$

$$= S = 1.71 \text{ cm. Cimentación Cuadrada.}$$

En lo referente a las resistencias de diseño, se han considerado los factores de reducción de resistencia según el tipo de elemento, que indica la Norma y que se transcriben a continuación:

Características y propiedades de los materiales:

El **concreto a usar en la superestructura**: columnas, muros estructurales, vigas, losas aligeradas, tiene las siguientes propiedades:

- Peso Específico : 2400 Kg/m<sup>3</sup>.
- Resistencia a la Compresión del Concreto : 420 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Esfuerzo de Fluencia del Acero : 4200 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Módulo de Elasticidad : 307 408.52 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Módulo de Poisson : 0.20.

El **concreto a usar en la subestructura**, tiene las siguientes propiedades:

- Peso Específico : 2400 Kg/m<sup>3</sup>.
- Resistencia a la Compresión del Concreto : 210 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Esfuerzo de Fluencia del Acero : 4200 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Módulo de Elasticidad : 217 370.65 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Módulo de Poisson : 0.20.

**Acero de Refuerzo:**

Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia ( $f_y$ )= 4200 kg/cm<sup>2</sup> = 4.2 ton/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad =  $E_s$  = 2 '000,000 kg/cm<sup>2</sup>

Deformación al inicio de la fluencia =0.0021

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado) multiplicada por un factor de reducción de resistencia.

El factor de reducción de resistencia deberá ser:

- Para flexión sin carga axial =0.90

- Para flexión con carga axial de tracción =0.90
- Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:
  - Elementos con refuerzo en espiral =0.75
  - Otros elementos =0.70
- Para cortante con o sin torsión =0.85
- Para aplastamiento en el concreto =0.70

### 1.5. PREDIMENSIONAMIENTOS DEL DISEÑO.

El proceso de estructuración consiste en definir la ubicación y características de los diferentes elementos estructurales (losas, vigas, muros, columnas), de tal forma que se logre dotar a la estructura de buena rigidez, además resulte fácil y confiable reproducir el comportamiento real de la estructura.

Mediante el predimensionamiento se brindará las dimensiones mínimas a las secciones de los elementos estructurales para que tengan una buena respuesta ante sollicitaciones por carga de gravedad y de sismo.

#### 1.5.1. ESTRUCTURACIÓN.

Las vigas fueron ubicadas en zonas donde existen tabiques que dividen los ambientes, de tal forma que sirva también como dintel para los vanos, logrando de esta forma conservar la arquitectura. Se proyectaron vigas chatas en las losas aligeradas donde existe la presencia de tabiques paralelos al sentido de techado, de tal forma que el peso del tabique sea soportado íntegramente por la viga chata.

Se planteó el uso de losa aligerada, procurando la continuidad de tramos y el apoyo en la luz menor. Sin embargo, se decidió usar losa maciza en zonas cercanas a la llegada de las escaleras y en las zonas de volados.

#### 1.5.2. PREDIMENSIONAMIENTO.

**LOSAS:**

**LOSAS ALIGERADAS:** Para predimensionar el espesor (h) de las losas aligeradas armadas en un sentido se siguió la Norma E.060 de Concreto Armado, donde se

menciona que para prescindir de la verificación de deflexiones, cuando actúan sobrecargas menores a 300kg/m<sup>2</sup>, se puede utilizar la relación:

$$h \geq L/25$$

**LOSAS MACIZAS:** Para las losas macizas que se encuentran en nuestra estructura, son losas de áreas pequeñas, en su mayoría volados, para las cuales utilizamos losas de h=0.20m para obtener uniformidad en todo el sistema de losas.

Se tendrá dos tipos de losas, aligerada y losa maciza.

#### Losa Aligerada en una dirección

Para losas aligeradas en una dirección se tendrán las siguientes propiedades:

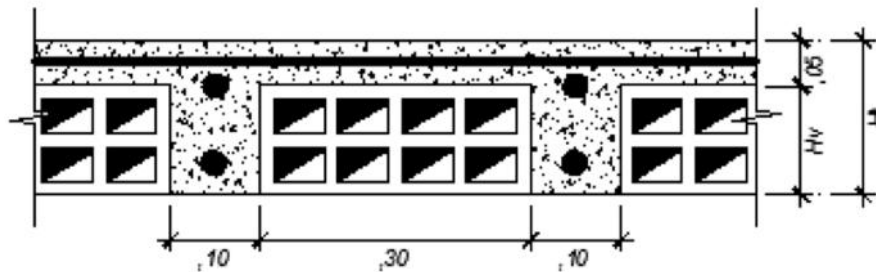


Figura 4: Detalle de losa aligerada

Se tiene en el proyecto una losa aligerada en una dirección de las siguientes características:

- Niveles : Del primer al doceavo.
- Altura Total (Ht) : 20 cm.
- Espesor de la losa superior : 5 cm.
- Altura de la Total de la Vigueta (Hv) : 20 cm.
- Ancho de la Vigueta : 10 cm.
- Dimensiones del bloque de arcilla : 30 cm x 30 cm.
- Peso de la losa : 300 Kg/m<sup>2</sup>.
- Espesor equivalente como losa maciza : 12.5 cm.

**Losa Maciza en una dirección**

Se tiene en el proyecto una losa maciza en una dirección de las siguientes características:

Niveles : Solo en Tanque Elevado.

Altura Total (Ht) : 15 cm.

**VIGAS:**

El peralte (h) y ancho (b) mínimo de la viga se obtendrá de las siguientes relaciones:

$$h \geq L/12$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

**COLUMNAS:**

Se predimensiona de tal forma que el esfuerzo axial máximo en la sección de la columna bajo solicitaciones de servicio sea igual o menor a  $0.45 f'c$ , entonces:

$$A \geq \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$$

$P = \# \text{ pisos} \times \text{Área tributaria} \times \text{carga unitaria}$

**PLACAS O MUROS DE CORTE:**

Para el predimensionamiento de placas o muros nos guiaremos de lo que nos dice el reglamento de no utilizar muros menores de 10 cm.

Y para los muros de corte coincidentes con los muros exteriores el espesor mínimo será de 20cm. En nuestro caso utilizaremos un espesor de muros de 25cm para compatibilizar el diseño arquitectónico con la estructura. Y veremos el comportamiento de los mismos con el análisis del edificio.

**ESCALERAS:**

Son los elementos de la estructura que conectan un nivel con otro. Para el predimensionamiento de las escaleras se verificara

$$60\text{cm} \leq 2c + p \leq 64\text{cm}$$

Donde:

c: longitud del contrapaso

p: longitud del paso

En nuestro caso consideramos una longitud de contrapaso de 17.33 cm y una longitud de paso de 25cm, entonces  $2c + p$  resulta 59.66 cm, redondeando el valor se ubica dentro del Intervalo.

Se consideró también un espesor de garganta de 15cm, un espesor de losa para el descanso de 15cm y un ancho de escalera de 1.23m. Dichos valores se verificarán más adelante cuando se realice el diseño de la escalera.

## **1.6. MECANICA DE SUELOS**

### **1.6.1. GENERALIDADES.**

Para efectuar el Estudio Geotécnico “Capacidad Portante”, con fines de cimentación, de los materiales que conforman los suelos de fundación, en el que se construirá el proyecto en su conjunto, CONSTRUCCION DE VIVIENDA MULTI FAMILIAR, el Suscrito, como ejecutor del presente Estudio de Suelos.

Las informaciones extraídas de las muestras de campo, servirán para tener el conocimiento de las estructuras geológicas y caracterización de la formación de los suelos.

### **1.6.2. OBJETO DEL ESTUDIO**

Los objetivos específicos que se tienen con este estudio es la de asegurar y determinar la calidad y capacidad de carga de los suelos, que servirán como base de apoyo para las futuras estructuras de concreto, ya que estos deben resistir la totalidad de las cargas que le son transmitidas y asegurar su estabilidad.

El presente informe contiene los trabajos de laboratorio, campo y gabinete, los que nos dan a conocer la calidad y las características físico-mecánicas de los materiales que conforman la estructura del suelo. Para obtener tal información se hicieron evaluaciones visual y por muestreo sobre tres calicatas abiertas, C-01, C-02

Se extrajeron muestras alteradas de los materiales encontrados, a diferente profundidad. Este estudio tiene por objetivo determinar los siguientes parámetros:

- Profundidad de Cimentación
- Tipo de Cimentación
- Capacidad Portante de la Cimentación
- Características Sísmicas del Terreno
- Resultados de los Ensayos de Laboratorio
- Calculo de los Asentamientos
- Profundidad del Nivel Freatico

### **1.6.3. NOMBRE DEL PROYECTO Y UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO**

Se trata de un Proyecto De Vivienda Multifamiliar ubicado en Asentamiento Poblacional Asociación Pro vivienda De Interés Social Benigno Ballón Farfán, Manzana O Lote 17.

### **1.6.4. METODO DE TRABAJO**

Para cumplir con los objetivos de la investigación, el estudio se realizó mediante trabajos de campo a través de la excavación de 02 calicatas, C-01, C-02 de 2.50 m. y 3.00 m. de profundidad, respectivamente. Se hicieron pruebas y ensayos con las muestras extraídas de campo para su análisis en laboratorio y gabinete, se utilizaron los métodos de las siguientes disciplinas:

- Geología
- Mecánica de Suelos

### 1.6.5. GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA

Geológicamente el proyecto está comprendido dentro de la zona 3 Geología del Cuadrángulo de Arequipa, por Carlos Guevara R. (Boletín N° 23), y está constituido por:

**Depósitos de Origen Aluvial (Qr-al)**, son depósitos cuaternarios recientes, que cubren grandes extensiones y comprende a su vez la zona estudiada, y sobreyacen con discordancia a las formaciones más antiguas. El material de estos depósitos está constituido por gravas, arenas, limos, arenas volcánicas, gravas de característica pomácea. Estos materiales consisten en un paquete de deposición sedimentaria, de características casi similares, como se observa en los perfiles de ambas calicatas; la consistencia de estos materiales es firme, sin plasticidad. Hasta la profundidad de investigación no se ha encontrado aguas del Nivel Freatico ni de escorrentia, pero si un contenido de humedad.

**Depósitos Eólicos (Qr-al)**, acumulación de depósitos de arenas finas en forma de mantos muy delgados, de color gris y blanquecino.

Se puede observar en el perfil de las calicatas abiertas dos estratos de características casi similares;

**Estrato I**, hasta de 1.50 m. de espesor, superficialmente presenta una cobertura de material fino con materia orgánica de 0.60 m. de espesor, compuesto por arenas y limos, color beige a marrón claro, húmedo. Por debajo de esta capa superior encontramos un material gravoso, arenoso, limoso, con finos, no plástico, contiene boloneria en un 8%, con diámetros que varían de 9.0 cm. a 18.0 cm.

**Estrato II**, por debajo de 1.50 m. de profundidad encontramos un material gravoso, arenoso-limoso, limoso-arenoso, color marrón, muy compacto, estable, húmedo, no plástico.

Se puede apreciar además pequeños estratos de 10 a 20 cm. de espesor, de arenas muy finas (material eólico), compactas, húmedas, color gris y blanquecino; presentan boloneria en un 10%, con diámetros que varían de 12.0 cm a 18.0 cm.

En las calicatas C-01, tienen las características de suelo casi similares, en los Estratos I y II, y en la calicata C-02 se puede observar una variación del suelo en cuanto al contenido de piedra y finos.

#### 1.6.6. NIVEL FREÁTICO

En la zona de estudio no hay presencia del Nivel Freático, tampoco aguas de escorrentía

#### 1.6.7. TRABAJOS DE CAMPO

Se excavaron tres calicatas a cielo abierto, las que fueron ubicadas geométricamente en la zona de estudio: Calicata C-01; la profundidad de excavación alcanzo 2.80 m., Calicata C-02; la profundidad de 3.00 m, Se realizó el registro de excavación en campo a partir de la descripción visual-manual, en el que se indica las características de los estratos, espesor, humedad, color, consistencia.

Tabla 3: Ubicación y profundidad de excavación

CALICATA N°	UBICACION	PROFUNDIDAD	ESTRATOS	N° MUESTRA
C-01	DERECHA	2.80 m.	I	M-001,
			II	M-002
C-02	IZQUIERDA	3.00 m.	I	M-003
			II	M-004

#### 1.6.8. PERFIL ESTRATIGRAFICO

Este Perfil es el resultado de la descripción vertical de los estratos encontrados, propiedades y espesores de cada una de ellas. Lamina N° 02.

Calicata C-01, Conformada por dos estratos de espesor diferentes:

Muestra M-001, constituido por un material gravoso, arenoso, limoso color marrón, compacto, húmedo, no plástico, boloneria 8%, con diámetros variables de 9.0 cm. a 18.0 cm.; superficialmente existe una capa de 20.0 cm. con materia orgánica.

Muestra M-002, conformada por un material gravoso, arenoso, con poco fino, muy compacto, húmedo, no plástico, color marrón claro; contiene boloneria en un 15%

con diámetros que varían de 12.0 cm. a 18.0 cm. Contiene menor porcentaje de grava respecto al estrato superior.

Calicata C-02, Conformada por dos estratos de espesor diferentes:

### 1.6.9. CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS

La zona está conformada por dos tipos de material, gravas arenosas y arenas-limosas, de clasificación GM-SM, pertenecientes al cuaternario reciente.

La distribución granulométrica de gravas arenas y finos, presentan los siguientes porcentajes. Cuadro N° 2:

Tabla 4: Distribución Granulométrica

CALICATA	N° MUESTRA	% GRAVA	% ARENA	% FINOS	CLASIFICACION SUCS
C-01	M-001	34.3	54.5	11.2	GM-SM
	M-002	23.1	73.2	3.7	GM-SM
C-02	M-003	19.1	66.4	13.7	GM-SM
	M-004	14.5	81.4	4.1	GM-SM

### 1.6.10. CONSISTENCIA DE LOS SUELOS

Es la propiedad que tienen los suelos finos de cambiar su estado y sus características al variar el contenido de humedad. Esto se usa para la clasificación de suelos y también se correlacionan con la comprensibilidad y resistencia de estos.

Tabla 5: Consistencia de los Suelos

CALICATA	MUESTRA N°	HUMEDAD (%)	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE DE PLASTICIDAD
C-01	M-001	6.19	23.40	NP	NP
	M-002	5.86	20.90	NP	NP
C-02	M-003	6.10	23.40	NP	NP
	M-004	6.00	20.90	NP	NP

### 1.6.11. CONDICIONES GEOTECNICAS DE CIMENTACION

Las evaluaciones efectuadas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de los materiales correspondientes a la unidad estratigráfica determinada, que es notable en el perfil de la calicata y por su densidad del suelo, Estrato II (Calicata C-01, C-02), es conveniente considerar un desplante adecuado según la cimentación; es decir, la edificación que se construirá en la zona de estudio se considera un nivel o piso; la profundidad de investigación se realizó hasta alcanzar el suelo de cimentación es decir -3.00 m. de profundidad.

Por las características físico-mecánicas de este suelo, es preferible cimentar a partir de 1.50 m. de profundidad.

### 1.6.12. SISMISIDAD

EL Perú está comprendido en una región de alta actividad sísmica, formando parte del Cinturón Circumpacífico, que es una de las zonas sísmicas más activas.

Según las características físicas y mecánicas de los suelos, esto se clasifica en cuatro tipos.

Suelo Tipo I, Suelo Tipo II, suelo Tipo III y Suelo tipo IV.

En nuestro caso el suelo está determinado como de Tipo III; suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme.

De acuerdo al Mapa del Reglamento Nacional de Edificaciones, Normas de Diseño Sismo-Resistente y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú y basándose en Isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y recientes, se Concluye que el área de estudio se encuentra dentro de la Zona de Alta Sismicidad (Zona III), por lo que se deberá tener presente la posibilidad de que ocurran sismos de considerable magnitud, con intensidades altas como VII a IX en la Escala de Mercalli Modificada.

Según las Características Geológicas y de acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones, se tiene:

- Clasificación Tipo de Suelo de Cimentación : S2

- Periodo Predominante de Vibración del Suelo :  $T_s=0.6$
- Factor de Suelo :  $S=1.2$

### 1.6.13. CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ESTUDIADO

Por las características geotécnicas que conforman este suelo, se considera una profundidad de cimentación de 1.50 m., que es la más adecuada. En materiales de cohesión baja, como es el caso, el ángulo de fricción interna depende principalmente de la compacidad relativa o densidad. La influencia del agua y de los vacíos podría sufrir cambios significativos en dicho ángulo.

#### Profundidad de Desplante o de Cimentación

Ya que es un suelo de potencia considerable Estrato II, dependientes de su densidad, tenemos:

$D_f = 1.20$  m. Cimentación Corrida

$D_f = 1.50$  m. Cimentación Cuadrada

#### Ángulo de Fricción y Cohesión.

Para el ángulo de fricción interna del suelo, es el que está dado por el ensayo de la resistencia al corte directo por su valor típico del ángulo  $\phi$ , y se tiene:

$$\phi = 32.7^\circ$$

$$\text{Cohesión efectiva: } C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

#### Capacidad de Carga Admisible ( $Q_{\text{admisible}}$ ).

Se consideran una cimentación corrida y cuadrada; para un factor de seguridad  $FS = 4$ ; y con las ecuaciones de Capacidad Portante establecidas por Terzaghi - Vesic, tenemos:

#### Cimentación Corrida:

$$B_{\min} = 0.60 \text{ m.} \quad D_f = 1.20 \text{ m.}$$

Dónde:

$$Q_{\text{ultimo}} = CN_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} r B N_r S_r$$

$$Q_{\text{ultimo}} = 6118.2 \text{ kg/cm}^2/\text{FS}$$

$$Q_{\text{admisible}} = 1.530 \text{ kg/cm}^2.$$

**Cimentación Cuadrada:**

$$B_{\text{min}} = L_{\text{min}} = 1.50 \text{ m.}; \quad D_f = 1.50 \text{ m.}$$

$$Q_{\text{ultimo}} = 8483.1 \text{ kg/cm}^2/\text{FS}$$

$$Q_{\text{admisible}} = 2.121 \text{ kg/cm}^2$$

**Capacidad de Carga Admisibile:**

$$q_{\text{adm}} = q_{\text{ult}}/\text{FS}$$

Dónde:

$q_{\text{adm}}$  : Capacidad de Carga Admisibile.

$q_{\text{ult}}$  : Capacidad de Carga Ultima.

$\text{FS}$  : Factor de Seguridad.

Tabla 6: Capacidad de Carga admisibile

Cohesión del Suelo Kg / cm <sup>2</sup>	Peso Especifico (gr/ cm <sup>3</sup> )	$q = r D_f$ , donde: $D_f = m.$	Factores de Capacidad de Carga en función del o del suelo $N_c, N_r, N_q$ , donde:			Factores de Geometría $F_{rcs}, F_{rqs}, F_{rs}$ , donde:		
	Peso Volumétrico (gr/ cm <sup>3</sup> )		$N_c$	$N_q$	$N_r$	$S_c$	$S_q$	$S_r$
Promedio C	2.425	$D_f = 1.50;$ 1.50	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$S_c$	$S_q$	$S_r$
0.00	2.055;1.055	126.6;158.25	0.00	26.09	35.19	0.0	1.65	0.60

**Asentamiento Inicial = S:**

Se ha considerado el asentamiento máximo permisible para las estructuras de concreto armado.

$$S = C_s q B(1-v^2)/E_s$$

- $C_s$  = Factor de Forma y Rigidez = 112.00 cm/m
  - $E_s$  = Modulo de Elasticidad.=  $1900 \text{ Tn/m}^2 = 135.0 \text{ kg/cm}^2$
  - $\nu$  = Relación de Poisson = 0.30
  - Asentamiento Inicial =  $S = 0.49 \text{ cm}$ . Cimentación Corrida.
- =  $S = 1.71 \text{ cm}$ . Cimentación Cuadrada.

#### 1.6.14. SISMICIDAD Y CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL SUELO

Según las características físicas y mecánicas de los suelos, el suelo en estudio se clasifica como suelo tipo III, de consistencia firme, con una velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla  $400 \text{ m/s}$   $V_s > 200 \text{ m/s}$ , y su coeficiente de acción sísmica es de 1.6.

El suelo en estudio se ubica en la Zona 3 (Norma Técnica E-030), considerada de alta sismicidad, según el Mapa de Zonificación Sísmica del Perú. Para el cálculo de la fuerza sísmica horizontal se puede utilizar los siguiente valores, concordante con la Norma de Diseño Sísmico Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones.

$Z = 0.40$  (Aceleración Máxima del Suelo)

$S_2 = 1.2$  (Factores de Amplificación del Suelo)

$S_p(s) = T_s = 0.6s$  (Periodo que Define la Plataforma del Espectro del Suelo)

Siendo estas las características de sismicidad y dinámicas de suelo.

#### 1.6.15. CONCLUSIONES

- El estudio se realizó para determinar las características de origen y comportamiento de los suelos con fines de cimentación.
- Geomorfológicamente la estructura del suelo se encuentra compacto a muy compacto
- No hay presencia del Nivel Freático.
- La unidad geotécnica correspondiente, es un suelo de características GM-SM, no plástico. La estructura del suelo está conformada por dos estratos I y II, el Estrato I tiene un espesor variable de 1.30 m. a 1.50 m. medianamente compacta a

compacta, el Estrato II es muy compacta; este estrato es de considerable espesor, el mismo que servirá como apoyo de las cimentaciones.

- Geológicamente en la zona de estudio predomina el material cuaternario, aluvial y eólico, arenas volcánicas, gravas livianas.
- El espécimen considerado para el ensayo de corte directo fue tomado de la extracción de las muestras, la que fue moldeada y saturada, obteniéndose una fricción de  $32.7^\circ$ , con cohesión 0.0.
- Los esfuerzos de carga estructural aplicados no pueden exceder la capacidad de carga admisible mínima como es:

$$Q_{\text{admisible}} = 1.530 \text{ kg/cm}^2. \text{ Cimentación Corrida}$$

$$Q_{\text{admisible}} = 2.121 \text{ kg/cm}^2. \text{ Cimentación Cuadrada}$$

$$\text{Asentamiento Inicial} = S = 0.49 \text{ cm. Cimentación Corrida.}$$

$$= S = 1.71 \text{ cm. Cimentación Cuadrada.}$$

- El suelo, calicata C-01, C-02, tiene un contenido de sales totales de 145 ppm, a este se le considera como despreciable.
- La losa piso se apoyara sobre el Estrato I, material granular, compacto, no plástico.

#### 1.6.16. RECOMENDACIONES

- Se diseñara las estructuras en base a una cimentación corrida.
- No sobre escavar la profundidad de cimentación para evitar que se suelte el suelo, caso contrario compactarlo.
- Para la mezcla de concreto se usaran Cemento Portland Tipo IP.
- Para el diseño de mezcla de concreto se utilizara una relación agua cemento mayor-igual a 0.45 (impermeable), por seguridad, como protección por cualquier corrosión proveniente de aguas de escorrentía superficial.
- Se recomienda antes del vaciado de las zapatas, compactar el suelo de fundación, que generalmente se altera por el proceso de cimentación

#### 1.6.17. ANEXO I

### Ensayos Estándares:

Normas Técnicas de Ensayos según lo estipulado por las Normas ASTM y la Norma E 050.

- Suelos y Cimentaciones de Reglamento Nacional de Construcciones.
- Análisis Granulométrico ASTM D-422
- Contenido de Humedad Natural ASTM D-2216
- Límites de Atterberg ASTM D-423 y D-424
- Pesos Unitarios ASTM C-26-69
- Corte Directo ASTM D-3080
- Gravedad Específica y Absorción ASTM C-127 y C-128
- Densidad Natural ASTM D-1556



Figura 5: Fotos de Calicatas

## CAPITULO II: ANALISIS ESTRUCTURAL

### 2.1. INTRODUCCION

A través del análisis sísmico se busca determinar las fuerzas internas en cada estructura para proceder a realizar el diseño. Con este análisis se halla los desplazamientos totales y de entrepiso.

### 2.2. CRITERIOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

El Análisis Sísmico se realizó teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la Norma de Diseño Sismo resistente E-030, en el cual el criterio de diseño se expresa señalando que las edificaciones se comportarán ante los sismos considerando:

- a) Resistir sismos leves sin daños.
- b) Resistir sismo moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- c) Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

El diseño sismo resistente busca lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta, y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor. Para lograr un comportamiento inelástico en los elementos estructurales, se diseña considerando una serie de requisitos que buscan proporcionar ductilidad.

El diseño está orientado a evitar el colapso frágil de la estructura aún para el sismo más fuerte, pero acepta que se pueden producir daños estructurales considerando que es más económico reparar o reemplazar las estructuras dañadas que construir todas las estructuras lo suficientemente fuertes para evitar daños.

## **2.3. METRADO DE CARGAS**

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales de la edificación. A continuación se indican los tipos de carga que actúan en este tipo de edificaciones:

### **2.3.1. CARGAS PERMANENTES O MUERTAS.**

Son cargas gravitatorias que actúan sobre la vida útil de la estructura, tales como: peso propio de la estructura, peso de los acabados, peso de los tabiques y de otros dispositivos que queden fijos en la estructura.

### **2.3.2. CARGA VIVA O SOBRECARGA.**

Son cargas gravitatorias movibles, que pueden actuar en forma esporádica sobre la Estructura, tales como: peso de los ocupantes, muebles, equipos removibles, etc.

### **2.3.3. SISMO.**

Son las producidas por las ondas sísmicas, las cuales generan aceleraciones en las masas de la estructura, y por lo tanto, fuerzas de inercia que varían a lo largo del tiempo.

Las cargas permanentes y la carga viva son definidas como Cargas Estáticas, cuyos valores mínimos que se deben adoptar para el diseño estructural, están estipulados en la Norma de Cargas E-020. Por otro lado, las cargas de sismo se especifican en la Norma de Diseño Sismo.resistente E-030.

Para el cálculo de las cargas, se ha utilizado las cargas que ya están especificadas en el capítulo anterior de la presente tesis de Normas y reglamentos a utilizar.

Se colocara los resultados de los metrados de las cargas de los diferentes elementos estructurales con los que se haya a su vez el peso total de la edificación.

De acuerdo con el Artículo 16.3 de la Norma de Diseño Sismo resistente E-030, para obtener el peso total de la edificación se considera el total de la carga muerta más el 25% del total de la carga viva.

### 2.3.4. LOSAS ALIGERADAS.

Debido a que nuestro aligerado es unidireccional, para realizar el metrado de la losa aligerada, se consideró una vigueta de concreto de ancho 0.40m. Nos guiamos de La Norma de Cargas E-020.

A continuación se muestra el cálculo realizado para obtener las cargas en la losa aligerada:

#### NIVEL TIPICO

DESCRIPCION	CARGA
Peso Propio	0.30Tn /m <sup>2</sup>
Acabado	0.10Tn/m <sup>2</sup>
Carga Muerta	0.40 Tn/m <sup>2</sup>
Carga Viva	0.20Tn/m <sup>2</sup>

#### NIVEL AZOTEA

DESCRIPCION	CARGA
Peso Propio	0.30Tn /m <sup>2</sup>
Acabado	0.10Tn/m <sup>2</sup>
Carga Muerta	0.40 Tn/m <sup>2</sup>
Carga Viva	0.10Tn/m <sup>2</sup>

### 2.3.5. LOSAS MACIZAS.

Para losas macizas de espesor 0.20m.

**NIVEL TRECE**

DESCRIPCION	CARGA
Peso Propio	=2.4*0.20=0.48Tn/m2
Acabado	0.10Tn/m2
Carga Muerta	0.58 Tn/m2
Carga Viva	0.20Tn/m2

**NIVEL CATORCE**

DESCRIPCION	CARGA
Peso Propio	=2.4*0.20=0.48Tn/m2
Acabado	0.10Tn/m2
Carga Muerta	0.58 Tn/m2
Carga Viva	0.10Tn/m2

**2.3.6. ESCALERAS.**

De acuerdo al pre-dimensionamiento de la escalera se tiene que cada paso mide 25cm. mientras que cada contrapaso tiene una medida de 17.33 cm. y el espesor de la garganta de la escalera es de 15cm. Para hallar el peso propio de la escalera se hace uso de la siguiente expresión:

$$W (pp) = \sum \frac{[cp + tx \sqrt{1 + (cp/p)^2}]}{2}$$

Dónde:

Cp= contrapaso =17.33

P= paso = 25cm

=peso específico del concreto = 2.4 Tn/m<sup>3</sup>

t = espesor de la garganta = 15 cm

Por tanto metrado para tramo inclinado:

### TRAMO INCLINADO

DESCRIPCION	CARGA
Peso Propio	0.65 Tn /m <sup>2</sup>
Acabado	0.10Tn/m <sup>2</sup>
Carga Muerta	0.75 Tn/m <sup>2</sup>
Carga Viva	0.20Tn/m <sup>2</sup>

Metrado para descanso:

### DESCANSO

DESCRIPCION	CARGA
Peso Propio	0.36Tn /m <sup>2</sup>
Acabado	0.10Tn/m <sup>2</sup>
Carga Muerta	0.46 Tn/m <sup>2</sup>
Carga Viva	0.20Tn/m <sup>2</sup>

Para las vigas, y muros de concreto armado se utilizó el peso del concreto armado de 2.4 tn/m<sup>3</sup> y para los tabiques de ladrillo se utilizó 1.35 tn/m<sup>3</sup>.

## **2.4. DETERMINACION DE FUERZAS LATERALES**

Para determinar las fuerzas laterales que actúan en nuestro edificio debemos tomar en cuenta los parámetros que nos da el Reglamento Nacional de Edificación. (R.N.E.). Según la zona de la edificación, el tipo de edificación, el tipo de suelo donde se edificara, etc.

Estos parámetros nos servirán para la determinación de las fuerza laterales (o de sismo) tanto para el análisis sísmico estático, como el dinámico a continuación detallamos dichos parámetros.

### **2.4.1. DESCRIPCIONES GENERALES**

El análisis sísmico tiene como finalidad determinar las fuerzas internas en los elementos estructurales para diseñarlos. Adicionalmente permite estimar los desplazamientos laterales de una edificación, los cuales deberán estar dentro de los valores permisibles especificados en la forma.

### **2.4.2. PARAMETROS DE ANALISIS SISMICO**

Los principales parámetros que determinan las solicitaciones sísmicas son:

#### **2.4.2.1. PARAMETROS DE SITIO**

##### **2.4.2.1.1. ZONIFICACION SISMICA DEL PERU: FACTOR Z**

Esta aceleración corresponde al tiempo de exposición y peligro aceptados para edificios comunes. Para la zona de mayor sismicidad, fundamentalmente la costa, el valor considerado es 0.35, valor que corresponde a este proyecto.

##### **2.4.2.1.2. CONDICIONES GEOTECNICAS: FACTOR S Y FACTOR $T_p$**

El suelo sobre la cual esta cimentado el proyecto, es gravas arenosas y arenas-limosas, de clasificación GM-SM, con esfuerzo admisible de 2.121 Kg/cm<sup>2</sup>, valor que de acuerdo a las características detalladas en la norma, este suelo es di tipo S2 (Suelos Intermedios) y le corresponde el  $S=1.15$ ; y un valor  $T_p$  de 0.6 s.



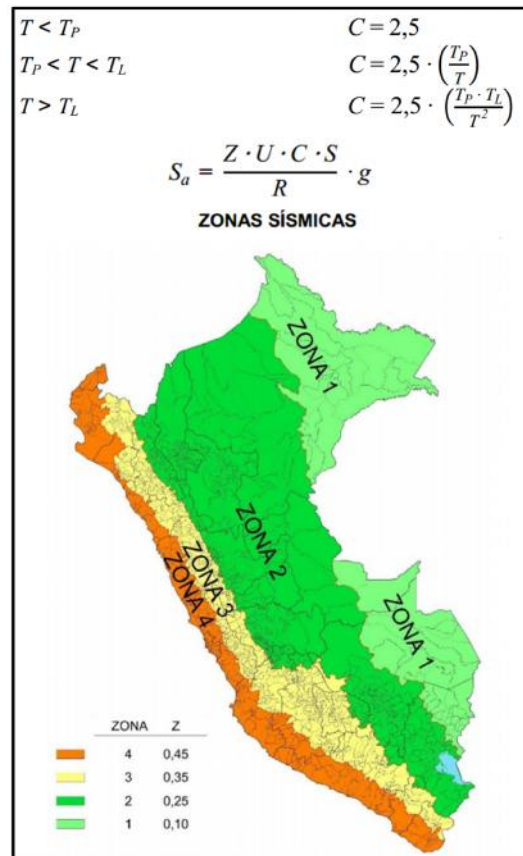
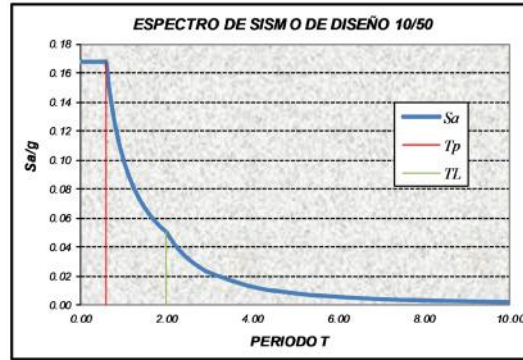
**Coefficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2014 (3.8)**

$$R = R_0 \times I_0 \times I_p$$

6

**Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño(Sa/g)**

C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.168
2.50	0.02	0.168
2.50	0.04	0.168
2.50	0.06	0.168
2.50	0.08	0.168
2.50	0.10	0.168
2.50	0.12	0.168
2.50	0.14	0.168
2.50	0.16	0.168
2.50	0.18	0.168
2.50	0.20	0.168
2.50	0.25	0.168
2.50	0.30	0.168
2.50	0.35	0.168
2.50	0.40	0.168
2.50	0.45	0.168
2.50	0.50	0.168
2.50	0.55	0.168
2.50	0.60	0.168
2.31	0.65	0.155
2.14	0.70	0.144
2.00	0.75	0.134
1.88	0.80	0.126
1.76	0.85	0.118
1.67	0.90	0.112
1.58	0.95	0.106
1.50	1.00	0.101
1.36	1.10	0.091
1.25	1.20	0.084
1.15	1.30	0.077
1.07	1.40	0.072
1.00	1.50	0.067
0.94	1.60	0.063
0.88	1.70	0.059
0.83	1.80	0.056
0.79	1.90	0.053
0.75	2.00	0.050
0.62	2.20	0.042
0.52	2.40	0.035
0.44	2.60	0.030
0.38	2.80	0.026
0.33	3.00	0.022
0.19	4.00	0.013
0.12	5.00	0.008
0.08	6.00	0.006
0.06	7.00	0.004
0.05	8.00	0.003
0.04	9.00	0.002
0.03	10.00	0.002



## 2.5. ANALISIS SISMICO ESTATICO

Muchas normas permiten el cálculo de las fuerzas sísmicas mediante el uso de las Fuerzas Estáticas Equivalentes, previamente se debe de cumplir condiciones de regularidad, altura e importancia de la edificación. Se calcula la cortante en la base (como el caso de la norma E-030 Diseño Sismoresistente del Perú), con la elección de coeficientes de zona, condiciones geotécnicas, importancia del edificio, factor de amplificación sísmica, coeficiente de reducción sísmica. Se multiplican dependiendo de la fórmula de la norma y se multiplica por el peso de cálculo.

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

### 2.5.1. PERIODO FUNDAMENTAL

El periodo fundamental de vibración, o periodo natural, es el tiempo que le toma a la estructura en completar un ciclo de vibración libre. Para su cálculo influyen factores como la altura y el material empleado. La NTE E-030 del Perú indica las siguientes fórmulas para el cálculo del periodo fundamental de una estructura:

- a) El período fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{C_n}{C_t}$$

Donde:

CT = 35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

CT = 45 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

CT = 60 para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

- b) También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como

una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la siguiente expresión:

$$T = \frac{\sum_{i=1}^n P_i D_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot D_i}$$

### 2.5.2. PESO DE LA EDIFICACIÓN

Todas las normas permiten ciertas reducciones de las sobrecargas para el cálculo de la masa sísmica. En el caso de la NTE E-030 del Perú se tiene la siguiente recomendación:

**El peso (P).** Se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B. se tomará el 50% de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C. se tomará el 25% de la carga viva**
- c. En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva**
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

### 2.5.3. DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA SÍSMICA

Luego de calculada la cortante en la base, es necesario distribuirlo en altura y poder calcular los desplazamientos que se produzcan.

Si el período fundamental T, es mayor que 0.7 s, una parte de la fuerza cortante V. denominada Fa. Deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza Fa se determinará mediante la expresión:

$$F_a = 0.07.T.V = 0.15 V$$

Donde el período T en la expresión anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base.

El resto de la fuerza cortante, es decir (V - Fa) se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \Delta_i} V - F_a$$

#### 2.5.4. EFECTO P-DELTA

Conocidos como momentos de segundo orden, se producen por la acción de fuerzas de compresión y flexión en una estructura, generándose aumentos en los momentos de los elementos y deflexiones adicionales.

Como ejemplo se puede nombrar la recomendación de la NTE E-030, que indica que cuando el índice de estabilidad “Q” sea mayor a 0.1, los efectos P-Delta deben de ser incluidos.

$$Q = \frac{N_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot \Delta e_i \cdot R}$$

En el caso de ser necesario incluir los análisis de segundo orden, el ACI indica métodos de amplificación de momentos para el diseño de los elementos de concreto armado.

#### 2.5.5. EXCENRICIDAD

Debido a la no coincidencia entre el centro de masas (o centro de carga, donde actúa las fuerzas sísmicas) y el centro de rigideces (punto sujeto sólo a traslación y sobre el cual giran todos los puntos de una estructura), se deben de considerar momentos torsores. La excentricidad se deberá calcular con el incremento de una excentricidad accidental, en el caso de la NTE E-030 se considera el 5% de la longitud transversal.

#### 2.5.6. DESPLAZAMIENTO DE PISO

Los desplazamientos de piso y derivas, se calculan luego de tener los desplazamientos calculados para la fuerza cortante y su distribución por niveles. De

haber trabajado con factores de reducción de carga sísmica “R”, las normas indican que se deben de calcular multiplicando por un porcentaje de este factor “R”. En el caso de la NTE E-030, se calculan de la siguiente manera:

### Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $0.75R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de  $C/R$  indicados en el Artículo 17 (17.3) ni el cortante mínimo en la base especificado en el Artículo 18 (18.2 d).

Los valores máximos para el cálculo de las derivas o desplazamiento relativo entre pisos, según la NTE E-030, se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 7: Límites de desplazamiento según el tipo de estructura

<b>LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO</b>	
<b>Estos límites no son aplicables a naves Industriales</b>	
Material Predominante	( /he)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

## 2.6. INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Los factores que influyen en el comportamiento suelo-estructura son muchos, entre ellos se tienen: el movimiento del suelo, el comportamiento del suelo bajo esfuerzos cíclicos, respuesta del suelo a campo abierto y la respuesta de la estructura bajo cargas dinámicas.

Los modelos para el estudio de la interacción suelo-estructura, pueden tomar el comportamiento del suelo como modelos elásticos o visco elásticos. La no linealidad del suelo se modelará seleccionando el módulo de corte del suelo “G” y el módulo de amortiguamiento “ $\gamma$ ”. Un modelo para representar la interacción suelo-estructura es como se muestra en la figura 11.

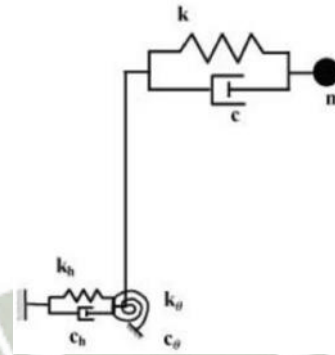


Figura 6: Modelo de Interacción Suelo-Estructura

La superestructura se representa por una masa y un resorte, colocados a una altura “h”, que está unida a la cimentación mediante una barra rígida sobre la cimentación, la interacción con el suelo se modela mediante funciones de impedancia, representadas por resortes y amortiguadores. El amortiguador toma en cuenta el amortiguamiento por radiación y al amortiguamiento del material.

Por medio del teorema de la superposición, la interacción suelo-estructura se puede dividir en su componente inercial y cinemática, este método está basado en el principio de las sub-estructuras. Gráficamente el teorema de la superposición se puede apreciar en la siguiente Figura 12.

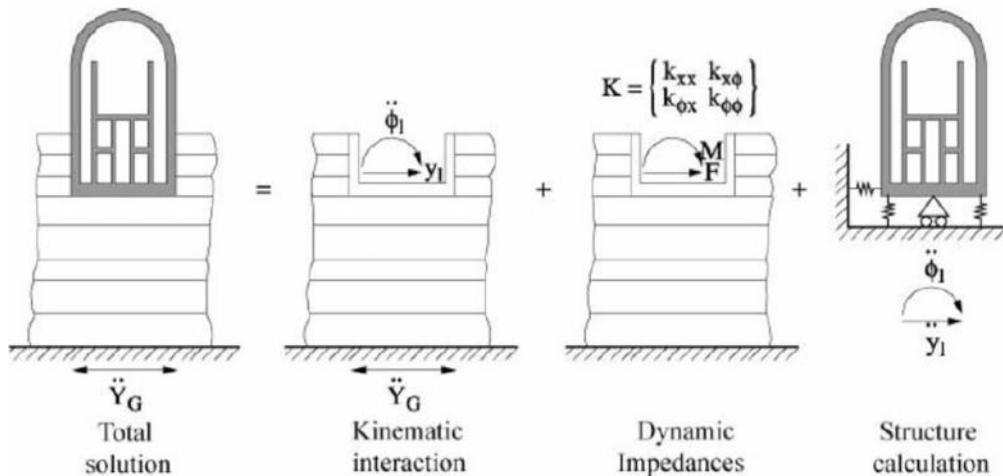


Figura 7: Teoremas de la superposición

Se tomará como referencia los reportes del FEMA 440 y 356, para el cálculo de cada componente del teorema de la superposición. Se menciona que hay tres categorías principales de efectos de interacción suelo-estructura SSI por sus siglas en inglés), que son:

- Introducir flexibilidad al sistema suelo-fundación, mediante componentes geotécnicos (resortes).
- Filtrado del movimiento del suelo que se transmite a la estructura (efectos cinemáticos).
- Disipación de la energía del sistema suelo-estructura a través de radiación y el amortiguamiento histerético del suelo (efectos del amortiguamiento de la cimentación).

### 2.6.1. APOYOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

El módulo de corte inicial deberá calcularse por la siguiente ecuación:

$$G_o = \frac{\gamma v_s^2}{g}$$

$$G_o \cong 20,000 (N_1)_{60}^{1/3} \sqrt{\sigma'_o}$$

where:

$(N_1)_{60}$  = Standard Penetration Test blow count normalized for an effective stress of 1.0 ton per square foot confining pressure and corrected to an equivalent hammer energy efficiency of 60%

$\sigma'_o$  = Effective vertical stress in psf

$\sigma'_o$  =  $\gamma_t d - \gamma_w (d - d_w)$

$\gamma_t$  = Total unit weight of soil

$\gamma_w$  = Unit weight of water

$d$  = Depth to sample

$d_w$  = Depth to ground-water level

Donde “ ” es el peso específico del suelo, “Vs” es la velocidad de la onda de corte y “g” la aceleración de la gravedad (FEMA 356/4.4.2.1.1).



### Cimentaciones Rígidas Respecto al Suelo: (FEMA 356/4.4.2.1.2)

Se representa la cimentación por medio de resortes desacoplados :

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 1.55 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.47 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz, sur} = GB^3 \left[ 0.53 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	

Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	Note
Translation along x-axis	$\beta_x = \left( 1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[ 1 + 1.6 \left( \frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$	<p><math>d</math> = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)  <math>h</math> = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate  <math>K_{emb} = \beta K_{sur}</math></p>
Translation along y-axis	$\beta_y = \beta_x$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[ 1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left( 2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[ 1 + 0.32 \left( \frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[ 1 + \frac{2d}{B} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left( \frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[ 1.5 + 3.7 \left( \frac{d}{L} \right)^{1.9} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

Figura 8: Cálculo de la Rigidez de una Cimentación Rígida y Corrección por Profundidad

### Cimentaciones No Rígidas Respecto al Suelo: (FEMA 356/4.4.2.1.3)

La cimentación se deberá representar por un elemento finito, representando un comportamiento lineal o no lineal usando un modelo Winkler.

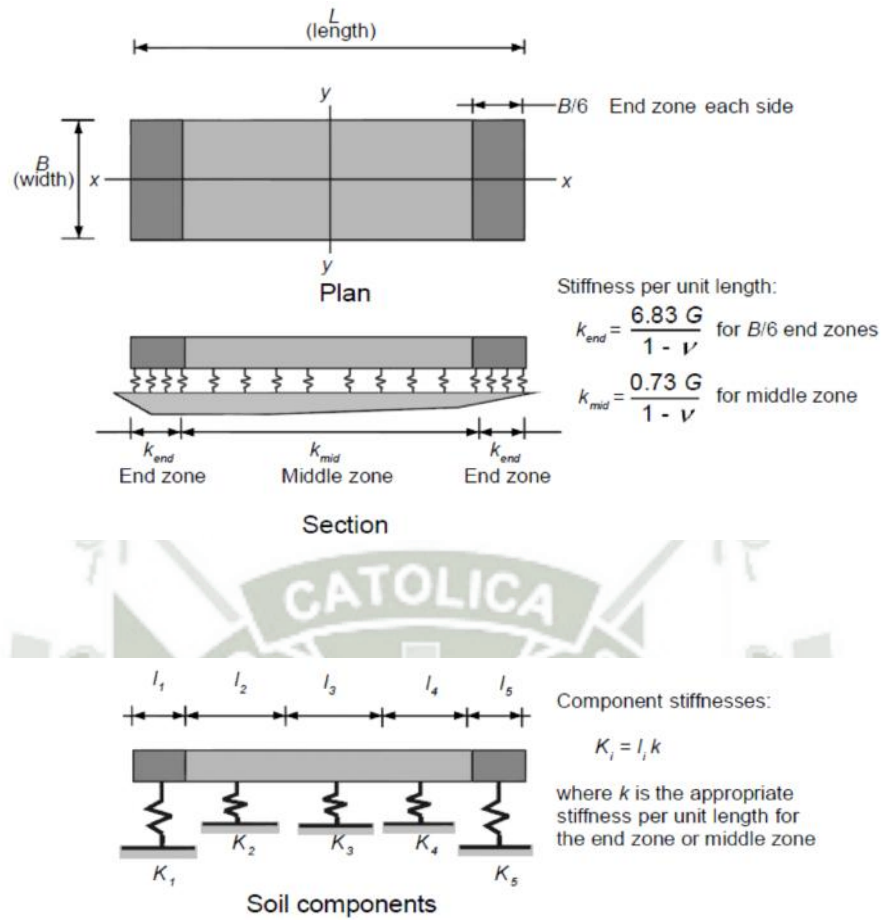


Figura 9: Cálculo de la Rigidez en Cimentaciones no Rígidas

#### Cimentaciones Flexibles Respecto al Suelo: (FEMA 356/4.4.2.1.4)

Se calculará por un modelo desacoplado de Winkler.

$$k_{sv} = \frac{1.3 G}{B(1 - \nu)}$$

where:

- $G$  = Shear modulus
- $B$  = Width of footing
- $\nu$  = Poisson's ratio

### 2.6.2. EFECTO CINEMATICO

El movimiento del suelo a campo libre, difiere del movimiento impuesto a la cimentación de una estructura. Este efecto se le conoce como cinemático y es importante en edificios con periodos fundamentales menores a 0.5s. Para representar este efecto, se puede hacer uso de un porcentaje del espectro de respuesta (RSS).

El porcentaje se calculará mediante el procedimiento simplificado que se presenta en el FEMA 440/8.2.

1. Se evalúa el tamaño efectivo de la cimentación como  $b_e = \sqrt{ab}$ , donde a y b son las dimensiones de la cimentación.
2. El RRS se calculará mediante:

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14,100} \left( \frac{b_e}{T} \right)^{1.2} \geq \text{the value for}$$
$$T = 0.2 \text{ s}$$

De tener sótanos se debe de hacer correcciones por profundidad.

### 2.6.3. AMORTIGUAMIENTO EN LA CIMENTACIÓN (FEMA 440/8.3)

El amortiguamiento relativo a la interacción cimentación-suelo puede significar amortiguamiento suplementario que ocurre en la estructura, debido a la acción inelástica de los componentes estructurales. Este tipo de amortiguamiento se asocia con el comportamiento histerético del suelo, así como la energía de radiación de energía dentro del suelo por la cimentación.

Este efecto se representará por una modificación del amortiguamiento del sistema. El amortiguamiento inicial para la estructura  $\beta_i$  es tomado como 5%. El amortiguamiento atribuido a la interacción suelo-cimentación será  $\beta_f$ . Finalmente el porcentaje de amortiguamiento del sistema estructural será  $\beta_o$ , que incluirá los efectos de la interacción suelo-cimentación. El cambio de  $\beta_i$  a  $\beta_o$  modificará el espectro de respuesta.

El procedimiento será el siguiente:

1. Evaluar los periodos para la estructura asumiendo apoyos fijos o empotrados ( $T$ ), evaluar los periodos para la estructura con base flexible ( $\tilde{T}$ ).

2. Calcular la rigidez efectiva.  $M^*$  es la masa efectiva para el primer modo:

$$K_{\text{fixed}}^* = M^* \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2$$

3. Determinar el radio de traslación equivalente de la cimentación, donde  $A_f$  es el área de la cimentación.

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}$$

4. Calcular la rigidez traslacional de la cimentación.

$$K_x = \frac{8}{2-\nu} Gr_x$$

5. Calcular el radio por rotación equivalente de la cimentación.

$$r_\theta = \left( \frac{3(1-\nu)K_\theta}{8G} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde  $K_\theta$  es:

$$K_\theta = \frac{K_{\text{fixed}}^* (h^*)^2}{\left( \frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 - \frac{K_{\text{fixed}}^*}{K_x}}$$

6. Estimar la relación periodo efectivo/alargamiento.

$$\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[ \left( \frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5}$$

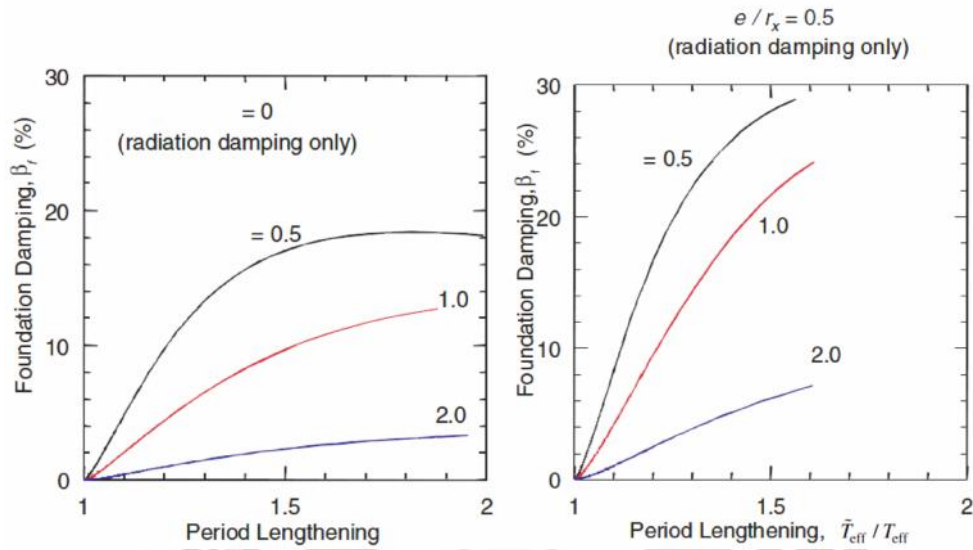
7. Determinar el amortiguamiento de la cimentación debido al amortiguamiento por radiación  $B_f$ .

$$\beta_f = a_1 \left( \frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} - 1 \right) + a_2 \left( \frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} - 1 \right)^2$$

$$a_1 = c_e \exp(4.7 - 1.6h / r_\theta)$$

$$a_2 = c_e [25 \ln(h / r_\theta) - 16]$$

$$c_e = 1.5(e / r_x) + 1$$



8. Evaluar  $\beta_o$ .

$$\beta_o = \beta_f + \frac{\beta_i}{(\tilde{T}_{\text{eff}} / T_{\text{eff}})^3}$$

9. Modificar el amortiguamiento del sistema de  $\beta_i$  a  $\beta_o$ .

## CAPITULO III: CÁLCULO Y RESULTADOS

### 3.1. CÁLCULO Y RESULTADOS DEL MODELO CON APOYOS FIJOS

Se procederá a revisar los resultados del cálculo del edificio realizado en Etabs.

Para el análisis del edificio multifamiliar se dividió en dos bloques:

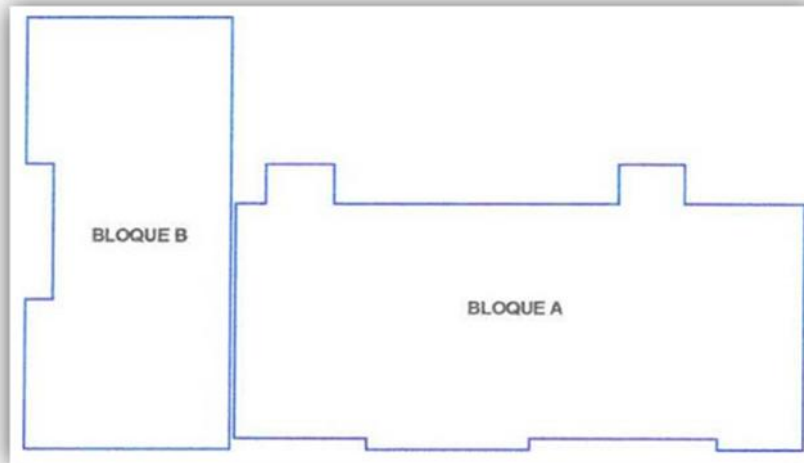


Figura 10: División de la estructura en dos bloques



Figura 11: Vista en 3D de los dos Bloques

### 3.1.1. DERIVAS MAXIMAS POR NIVEL

Las derivas máximas, según la norma usada es de 0.007 para edificios de concreto armado. Revisando las derivas de los pisos que entrega el Etabs, vemos que están dentro del valor máximo.

Tabla 8: Derivas máximas del bloque A, en base rígida

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva
					m	m	m	0.75R
Story14	Sismo X	X	0.000735	40	16.3	4.3	36.35	0.003
Story14	Sismo Y	X	0.000062	95	16.3	8.35	36.35	0.000
Story14	Sismo Y	Y	0.000347	81	19.65	8.35	36.35	0.002
Story13	Sismo X	X	0.000756	40	16.3	4.3	34.2	0.003
Story13	Sismo Y	X	0.000048	95	16.3	8.35	34.2	0.000
Story13	Sismo Y	Y	0.000356	81	19.65	8.35	34.2	0.002
Story12	Sismo X	X	0.00074	34	8.4213	0	30.6	0.003
Story12	Sismo Y	Y	0.000512	67	26.23	6.92	30.6	0.002
Story11	Sismo X	X	0.000828	34	8.4213	0	28.05	0.004
Story11	Sismo Y	Y	0.000577	67	26.23	6.92	28.05	0.003
Story10	Sismo X	X	0.000917	34	8.4213	0	25.5	0.004
Story10	Sismo Y	Y	0.000639	67	26.23	6.92	25.5	0.003
Story9	Sismo X	X	0.001008	15	20.6	13.2	22.95	0.005
Story9	Sismo Y	Y	0.000694	67	26.23	6.92	22.95	0.003
Story8	Sismo X	X	0.001093	15	20.6	13.2	20.4	0.005
Story8	Sismo Y	Y	0.000736	67	26.23	6.92	20.4	0.003
Story7	Sismo X	X	0.001157	15	20.6	13.2	17.85	0.005
Story7	Sismo Y	Y	0.000762	67	26.23	6.92	17.85	0.003
Story6	Sismo X	X	0.001193	15	20.6	13.2	15.3	0.005
Story6	Sismo Y	Y	0.000769	67	26.23	6.92	15.3	0.003
Story5	Sismo X	X	0.001193	15	20.6	13.2	12.75	0.005
Story5	Sismo Y	Y	0.000751	67	26.23	6.92	12.75	0.003
Story4	Sismo X	X	0.001145	15	20.6	13.2	10.2	0.005
Story4	Sismo Y	Y	0.000703	67	26.23	6.92	10.2	0.003
Story3	Sismo X	X	0.001032	15	20.6	13.2	7.65	0.005
Story3	Sismo Y	Y	0.000614	67	26.23	6.92	7.65	0.003
Story2	Sismo X	X	0.000828	15	20.6	13.2	5.1	0.004
Story2	Sismo Y	Y	0.00047	67	26.23	6.92	5.1	0.002
Story1	Sismo X	X	0.000414	15	20.6	13.2	2.55	0.002
Story1	Sismo Y	Y	0.000224	64	26.23	5.92	2.55	0.001

Tabla 9: Derivas máximas del bloque B, en base rígida

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva
					m	m	m	0.75R
Story12	Sismo X	X	0.001081	22	6.65	0	30.6	0.005
Story12	Sismo Y	Y	0.000628	11	20.15	9.25	30.6	0.003
Story11	Sismo X	X	0.001168	22	6.65	0	28.05	0.005
Story11	Sismo Y	Y	0.000667	11	20.15	9.25	28.05	0.003
Story10	Sismo X	X	0.001274	22	6.65	0	25.5	0.006
Story10	Sismo Y	Y	0.000705	11	20.15	9.25	25.5	0.003
Story9	Sismo X	X	0.001381	22	6.65	0	22.95	0.006
Story9	Sismo Y	Y	0.000739	11	20.15	9.25	22.95	0.003
Story8	Sismo X	X	0.001473	22	6.65	0	20.4	0.007
Story8	Sismo Y	Y	0.000763	11	20.15	9.25	20.4	0.003
Story7	Sismo X	X	0.001537	22	6.65	0	17.85	0.007
Story7	Sismo Y	Y	0.000772	11	20.15	9.25	17.85	0.003
Story6	Sismo X	X	0.001559	22	6.65	0	15.3	0.007
Story6	Sismo Y	Y	0.000763	11	20.15	9.25	15.3	0.003
Story5	Sismo X	X	0.001527	22	6.65	0	12.75	0.007
Story5	Sismo Y	Y	0.000732	11	20.15	9.25	12.75	0.003
Story4	Sismo X	X	0.001423	22	6.65	0	10.2	0.006
Story4	Sismo Y	Y	0.000673	11	20.15	9.25	10.2	0.003
Story3	Sismo X	X	0.001226	22	6.65	0	7.65	0.006
Story3	Sismo Y	Y	0.000579	11	20.15	9.25	7.65	0.003
Story2	Sismo X	X	0.000903	22	6.65	0	5.1	0.004
Story2	Sismo Y	Y	0.000439	11	20.15	9.25	5.1	0.002
Story1	Sismo X	X	0.000411	22	6.65	0	2.55	0.002
Story1	Sismo Y	Y	0.000237	11	20.15	9.25	2.55	0.001

### 3.1.2. MODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL

Los modos de vibración, corresponde a un modo traslacional en el sentido “X” e “Y” y el tercer modo es rotacional. Esta secuencia se repite en los modos inferiores de vibración. Se nota que se considera 3 modos por nivel para lograr una participación de masa mayor al 90%.

Tabla 10: Modos de participación Modal del Bloque A

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.645	0.734	0.00003706	0	0.734	0.00003706	0	0.000006793	0.2952	0	0.000006793	0.2952	0
Modal	2	0.487	0.00001553	0.7069	0	0.734	0.707	0	0.3171	0.00003055	0.0055	0.3171	0.2952	0.0055
Modal	3	0.47	0.0001	0.006	0	0.7341	0.713	0	0.0003	0.00002549	0.7196	0.3174	0.2953	0.7251
Modal	4	0.189	0.1403	0.00002146	0	0.8744	0.713	0	0.000002705	0.4034	0.0003	0.3174	0.6986	0.7253
Modal	5	0.128	0	0.1169	0	0.8744	0.83	0	0.2837	0.000002529	0.0365	0.6011	0.6986	0.7618
Modal	6	0.121	0.0001	0.0392	0	0.8745	0.8691	0	0.0943	0.0004	0.1079	0.6954	0.6991	0.8697
Modal	7	0.096	0.0478	0.0001	0	0.9223	0.8692	0	0.0003	0.0877	0.0003	0.6957	0.7868	0.87
Modal	8	0.064	0.0214	0.00003376	0	0.9437	0.8692	0	0.0001	0.0583	0.0048	0.6957	0.845	0.8748
Modal	9	0.061	0.001	0.0354	0	0.9447	0.9047	0	0.0606	0.0027	0.0128	0.7563	0.8477	0.8876
Modal	10	0.057	0.0022	0.0135	0	0.9469	0.9182	0	0.0185	0.0067	0.0331	0.7749	0.8544	0.9207
Modal	11	0.047	0.0139	0.00003419	0	0.9608	0.9182	0	0.000007576	0.036	0.0026	0.7749	0.8905	0.9233
Modal	12	0.042	0.0001	0.0189	0	0.9609	0.9371	0	0.0567	0.0003	0.00001466	0.8316	0.8908	0.9233

Tabla 11: Modos de participación Modal del Bloque B

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.858	0.4141	0.001	0	0.4141	0.001	0	0.0004	0.1881	0.3005	0.0004	0.1881	0.3005
Modal	2	0.55	0.2722	0.115	0	0.6864	0.116	0	0.0532	0.1048	0.3545	0.0536	0.2929	0.6549
Modal	3	0.451	0.0418	0.5685	0	0.7281	0.6845	0	0.2992	0.0151	0.0809	0.3528	0.308	0.7358
Modal	4	0.229	0.0839	0.0003	0	0.812	0.6848	0	0.0008	0.198	0.0661	0.3535	0.506	0.8019
Modal	5	0.159	0.0484	0.0116	0	0.8605	0.6965	0	0.0203	0.1647	0.0657	0.3738	0.6707	0.8676
Modal	6	0.107	0.0083	0.1731	0	0.8687	0.8695	0	0.3054	0.0181	0.0019	0.6792	0.6888	0.8696
Modal	7	0.105	0.0258	0.0077	0	0.8946	0.8772	0	0.0126	0.0486	0.0295	0.6918	0.7375	0.8991
Modal	8	0.079	0.0229	0.0025	0	0.9175	0.8796	0	0.0055	0.0396	0.0266	0.6973	0.7771	0.9257
Modal	9	0.062	0.0158	0.0003	0	0.9333	0.8799	0	0.0008	0.0395	0.0143	0.6981	0.8166	0.94
Modal	10	0.049	0.00003761	0.0574	0	0.9333	0.9373	0	0.1258	0.0003	0.0003	0.8239	0.8168	0.9403
Modal	11	0.048	0.0151	0.0006	0	0.9484	0.9379	0	0.0008	0.041	0.0153	0.8247	0.8578	0.9556
Modal	12	0.042	0.0089	0.0001	0	0.9573	0.9379	0	0.0003	0.0232	0.009	0.825	0.881	0.9646

### 3.1.3. VERIFICACION DE R

El valor del factor de reducción sísmica igual a 6 es para sistema de Muros Estructurales de Concreto Armado, verificaremos el porcentaje de la fuerza cortante que toman los muros estructurales y el porcentaje que toman las columnas. Nos apoyamos en el Etabs y por medio de un “section cut” evaluamos para las fuerzas horizontales equivalentes los porcentajes que toma cada tipo de elemento.

#### En el Bloque A:

El porcentaje de la cortante que toman los muros del bloque A es igual al 99.51% del total

#### En el Bloque B:

El porcentaje de la cortante que toman los muros del Bloque B es igual al 94.35% del total.

Por tanto el factor de reducción sísmica se deberá mantener para el análisis dinámico y cortante mínima en la base, ya que según la norma usada cuando más del 80% del cortante en la base lo toman los muros el valor de R será igual a 6, prevalece el comportamiento de los muros estructurales.

Los valores calculados para las derivas y desplazamiento no variaran ya que se calculan para el espectro elástico por 0.75. El espectro de sismo espectro a campo abierto será el siguiente:

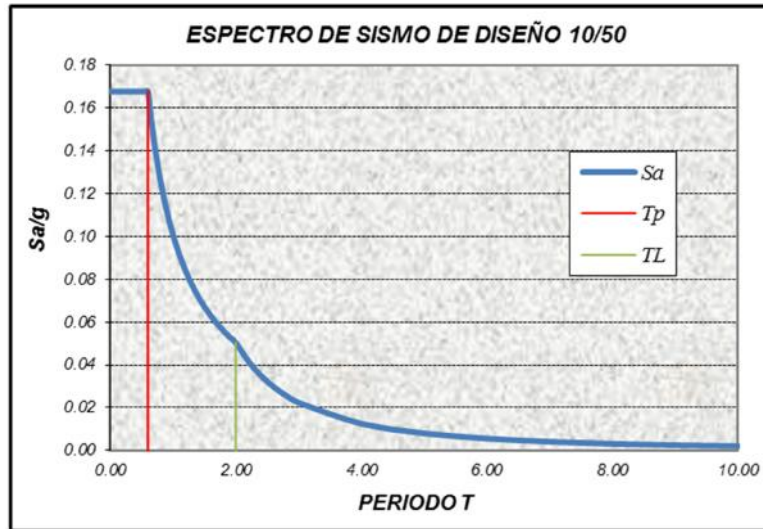


Figura 12: Espectro de Sismo E 030

Tabla 12: Aceleración Espectral para cada periodo de tiempo

C	T (s)	Sa/g	C	T (s)	Sa/g	C	T (s)	Sa/g	C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.168	2.50	0.30	0.168	1.67	0.90	0.112	0.75	2.00	0.050
2.50	0.02	0.168	2.50	0.35	0.168	1.58	0.95	0.106	0.62	2.20	0.042
2.50	0.04	0.168	2.50	0.40	0.168	1.50	1.00	0.101	0.52	2.40	0.035
2.50	0.06	0.168	2.50	0.45	0.168	1.36	1.10	0.091	0.44	2.60	0.030
2.50	0.08	0.168	2.50	0.50	0.168	1.25	1.20	0.084	0.38	2.80	0.026
2.50	0.10	0.168	2.50	0.55	0.168	1.15	1.30	0.077	0.33	3.00	0.022
2.50	0.12	0.168	2.50	0.60	0.168	1.07	1.40	0.072	0.19	4.00	0.013
2.50	0.14	0.168	2.31	0.65	0.155	1.00	1.50	0.067	0.12	5.00	0.008
2.50	0.16	0.168	2.14	0.70	0.144	0.94	1.60	0.063	0.08	6.00	0.006
2.50	0.18	0.168	2.00	0.75	0.134	0.88	1.70	0.059	0.06	7.00	0.004
2.50	0.20	0.168	1.88	0.80	0.126	0.83	1.80	0.056	0.05	8.00	0.003
2.50	0.25	0.168	1.76	0.85	0.118	0.79	1.90	0.053	0.04	9.00	0.002
									0.03	10.00	0.002

### 3.1.4. REACCIONES EN LA BASE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO

**En el Bloque A:** teniendo en cuenta el primer y segundo modo de participación, que es con los que se trabaja para el cálculo de fuerzas horizontales equivalentes, se tienen periodos de 0.645s y de 0.487s para las direcciones X y Y, respectivamente. Si evaluamos los valores de la aceleración (Sa/g), para estos periodos, tenemos que la aceleración espectral es de 0.155g.

Con este valor se procedió a realizar nuevamente el cálculo en el Etabs, para obtener la cortante y las fuerzas sísmicas por fuerzas horizontales equivalentes.

Tabla 13: Peso Total y Cortante en la Base

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients										
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	No	Story14	Base	0.155	1	4738.2845	734.4341
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	No	Story14	Base	0.155	1	4738.2845	734.4341

Las fuerzas sísmicas aplicadas a cada nivel de piso se muestran en el cuadro siguiente:

Tabla 14: Fuerzas Sísmicas aplicadas a cada nivel

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story14	Sismo X	Bottom	0	-13.3426	0	86.4313	0	-28.6865
Story14	Sismo Y	Bottom	0	0	-13.3426	-140.6701	28.6865	0
Story13	Sismo X	Bottom	0	-40.557	0	269.0812	0	-174.6919
Story13	Sismo Y	Bottom	0	0	-40.557	-429.2489	174.6919	0
Story12	Sismo X	Bottom	0	-122.0102	0	792.3667	0	-485.8179
Story12	Sismo Y	Bottom	0	0	-122.0102	-1519.0869	485.8179	0
Story11	Sismo X	Bottom	0	-224.0809	0	1437.6938	0	-1057.2241
Story11	Sismo Y	Bottom	0	0	-224.0809	-2934.5608	1057.2241	0
Story10	Sismo X	Bottom	0	-316.8724	0	2024.3548	0	-1865.2487
Story10	Sismo Y	Bottom	0	0	-316.8724	-4221.3553	1865.2487	0
Story9	Sismo X	Bottom	0	-400.3847	0	2552.3496	0	-2886.2297
Story9	Sismo Y	Bottom	0	0	-400.3847	-5379.4703	2886.2297	0
Story8	Sismo X	Bottom	0	-474.6179	0	3021.6784	0	-4096.5053
Story8	Sismo Y	Bottom	0	0	-474.6179	-6408.9059	4096.5053	0
Story7	Sismo X	Bottom	0	-539.572	0	3432.3411	0	-5472.4138
Story7	Sismo Y	Bottom	0	0	-539.572	-7309.662	5472.4138	0
Story6	Sismo X	Bottom	0	-595.2468	0	3784.3376	0	-6990.2933
Story6	Sismo Y	Bottom	0	0	-595.2468	-8081.7387	6990.2933	0
Story5	Sismo X	Bottom	0	-641.6426	0	4077.6681	0	-8626.4819
Story5	Sismo Y	Bottom	0	0	-641.6426	-8725.1359	8626.4819	0
Story4	Sismo X	Bottom	0	-678.7592	0	4312.3325	0	-10357.3178
Story4	Sismo Y	Bottom	0	0	-678.7592	-9239.8537	10357.3178	0
Story3	Sismo X	Bottom	0	-706.5966	0	4488.3308	0	-12159.1393
Story3	Sismo Y	Bottom	0	0	-706.5966	-9625.8921	12159.1393	0
Story2	Sismo X	Bottom	0	-725.1549	0	4605.663	0	-14008.2844
Story2	Sismo Y	Bottom	0	0	-725.1549	-9883.251	14008.2844	0
Story1	Sismo X	Bottom	0	-734.4341	0	4664.3291	0	-15881.0913
Story1	Sismo Y	Bottom	0	0	-734.4341	-10011.9304	15881.0913	0

**BLOQUE A**

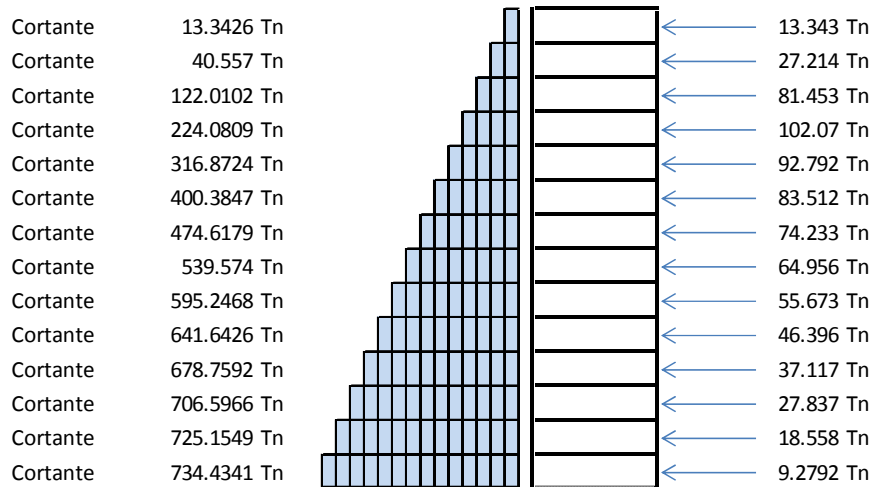


Figura 13: Fuerza Sísmicas Aplicadas por Niveles en Bloque A

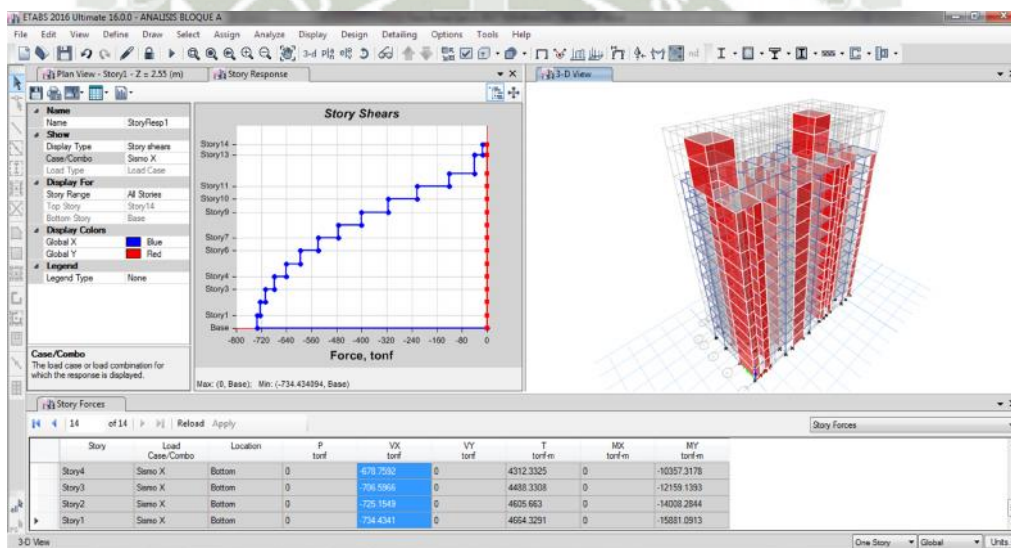


Figura 14: Resultado Análisis Estático en Bloque A

**En el Bloque B:** Se tienen periodos de 0.858s y de 0.55s para las direcciones X y Y, respectivamente. Si evaluamos los valores de la aceleración ( $S_a/g$ ), para estos periodos, tenemos que la aceleración espectral es de 0.118g.

Tabla 15: Peso total y cortante en la Base

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients										
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	No	Story12	Base	0.118	1	3706.6201	437.3812
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	No	Story12	Base	0.118	1	3706.6201	437.3812

Las fuerzas sísmicas aplicadas a cada nivel de piso se muestran en el cuadro siguiente:

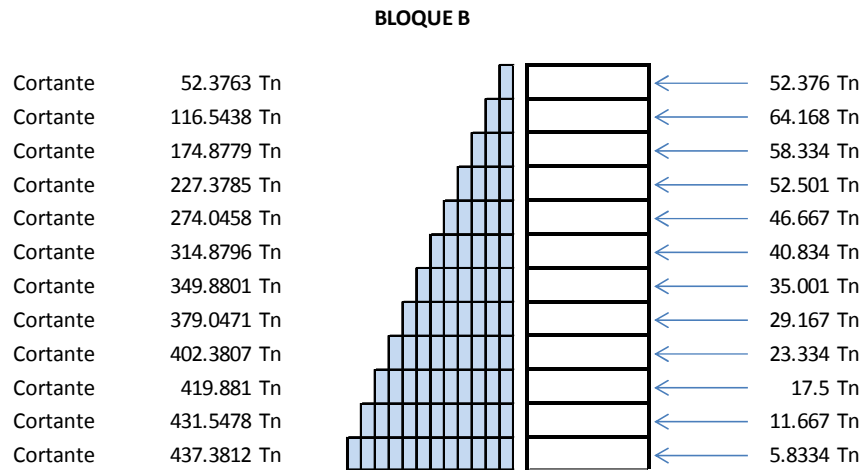


Figura 15: Fuerzas Sísmicas Aplicadas por Niveles en Bloque B



Tabla 16: Fuerzas Sísmicas aplicadas a cada nivel

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story12	Sismo X	Bottom	0	-52.3763	0	270.8724	0	-133.5597
Story12	Sismo Y	Bottom	0	0	-52.3763	-562.1338	133.5597	0
Story11	Sismo X	Bottom	0	-116.5438	0	612.023	0	-430.7464
Story11	Sismo Y	Bottom	0	0	-116.5438	-1264.5851	430.7464	0
Story10	Sismo X	Bottom	0	-174.8779	0	922.1598	0	-876.6849
Story10	Sismo Y	Bottom	0	0	-174.8779	-1903.1773	876.6849	0
Story9	Sismo X	Bottom	0	-227.3785	0	1201.283	0	-1456.5002
Story9	Sismo Y	Bottom	0	0	-227.3785	-2477.9103	1456.5002	0
Story8	Sismo X	Bottom	0	-274.0458	0	1449.3924	0	-2155.317
Story8	Sismo Y	Bottom	0	0	-274.0458	-2988.784	2155.317	0
Story7	Sismo X	Bottom	0	-314.8796	0	1666.4882	0	-2958.26
Story7	Sismo Y	Bottom	0	0	-314.8796	-3435.7985	2958.26	0
Story6	Sismo X	Bottom	0	-349.8801	0	1852.5703	0	-3850.4542
Story6	Sismo Y	Bottom	0	0	-349.8801	-3818.9538	3850.4542	0
Story5	Sismo X	Bottom	0	-379.0471	0	2007.6387	0	-4817.0243
Story5	Sismo Y	Bottom	0	0	-379.0471	-4138.2499	4817.0243	0
Story4	Sismo X	Bottom	0	-402.3807	0	2131.6935	0	-5843.0952
Story4	Sismo Y	Bottom	0	0	-402.3807	-4393.6868	5843.0952	0
Story3	Sismo X	Bottom	0	-419.881	0	2224.7345	0	-6913.7916
Story3	Sismo Y	Bottom	0	0	-419.881	-4585.2644	6913.7916	0
Story2	Sismo X	Bottom	0	-431.5478	0	2286.7619	0	-8014.2384
Story2	Sismo Y	Bottom	0	0	-431.5478	-4712.9828	8014.2384	0
Story1	Sismo X	Bottom	0	-437.3812	0	2317.7756	0	-9129.5604
Story1	Sismo Y	Bottom	0	0	-437.3812	-4776.8421	9129.5604	0

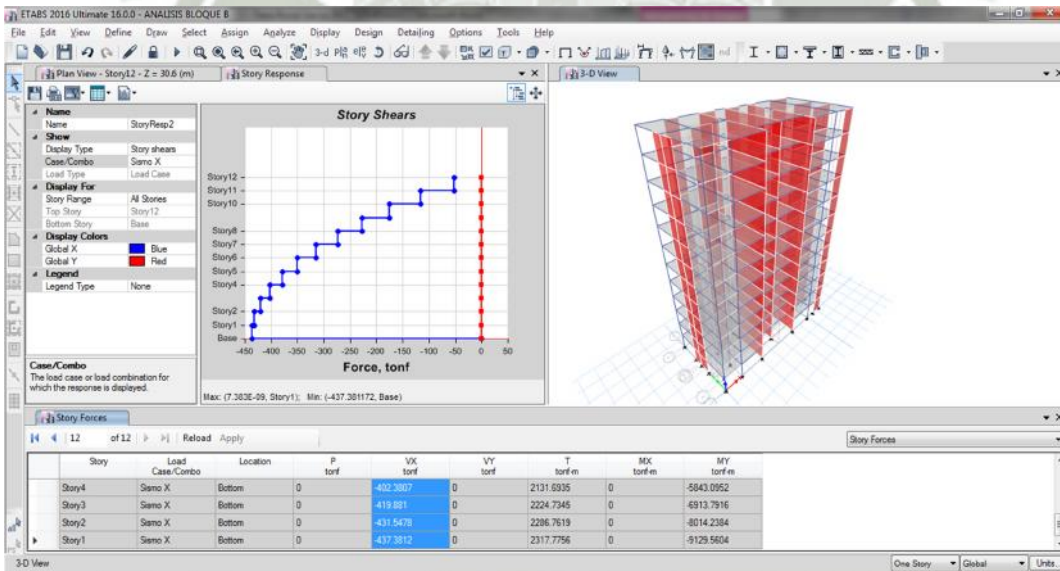


Figura 16: Resultado Análisis Estático en Bloque B

### 3.1.5. REACCIONES EN LA BASE DEL ANALISIS DINAMICO

**En el Bloque A:** Las cortantes en la base para el análisis dinámico son: en la dirección “X”, 3,359.38 Tn y en la dirección “Y”, 3,481.72 Tn.

Tabla 17: Cortante Basal en cada dirección

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Sismo X	Bottom	0	-734.4341	0	4664.3291	0	-15881.0913
Story1	Sismo Y	Bottom	0	0	-734.4341	-10011.9304	15881.0913	0
Story1	SDX Max	Bottom	0	3359.38	38.4854	20960.8249	621.6099	72662.9492
Story1	SDY Max	Bottom	0	38.4851	3481.7186	47920.2097	76328.5738	685.653

Revisando si se cumple con la cortante mínima en la base, se concluye que para realizar el diseño de las secciones considerando apoyos fijos y sin efectos de Interacción Suelo-Estructura. Para efectos de diseño, luego de realizar el análisis estatico y dinamico del edificio y haber realizado la verificación de la rigidez, la norma indica que debemos verificar que el cortante obtenido debe de ser igual o por lo menos como indica en el Artículo 4.6.4 de la NTE E.030.

Tabla 18: Calculo de los factores de diseño en el Bloque A

BASE		
BLOQUE A		
Peso Total de la Edificacion	4738.2845	Tn
Cortante en la Base	734.4341	Tn
Cortante en la Base al 80%	587.5473	Tn
Cortante en XX de An. Din.	3359.3800	Tn
Cortante en YY de An. Din.	3481.7286	Tn

Como se observa en el cuadro 18, no hace falta escalar al valor minimo establecido.

Tabla 19: Fuerzas Cortantes en dos direcciones por nivel en el Bloque A

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story14	SDX Max	Bottom	0	78.9497	4.8214	500.5563	10.366	169.7418
Story14	SDY Max	Bottom	0	4.6776	78.3825	901.3388	168.5224	10.0568
Story13	SDX Max	Bottom	0	229.4162	11.6445	1495.5963	52.2447	995.2502
Story13	SDY Max	Bottom	0	11.3705	227.2488	2587.1879	985.7585	50.9684
Story12	SDX Max	Bottom	0	622.9578	14.9326	4007.9522	88.0544	2560.1173
Story12	SDY Max	Bottom	0	15.59	648.0242	8317.2381	2613.9832	86.5276
Story11	SDX Max	Bottom	0	1105.7641	15.615	6995.8749	120.7829	5339.0137
Story11	SDY Max	Bottom	0	17.8297	1169.0324	15610.898	5561.9811	118.7287
Story10	SDX Max	Bottom	0	1531.6563	15.3683	9615.3504	144.102	9191.5495
Story10	SDY Max	Bottom	0	21.1563	1626.5026	21978.9747	9669.4984	146.4799
Story9	SDX Max	Bottom	0	1906.5848	18.1386	11921.9493	159.4296	13979.9227
Story9	SDY Max	Bottom	0	25.8596	2024.1271	27491.5768	14774.1144	180.1455
Story8	SDX Max	Bottom	0	2236.407	23.4586	13955.8502	178.4298	19581.882
Story8	SDY Max	Bottom	0	28.1195	2368.6027	32258.1814	20730.2488	226.7257
Story7	SDX Max	Bottom	0	2523.4928	27.6814	15729.8554	214.0117	25885.5537
Story7	SDY Max	Bottom	0	27.8988	2664.921	36364.1249	27408.6064	282.6034
Story6	SDX Max	Bottom	0	2769.4008	28.9712	17256.3481	266.8804	32784.3839
Story6	SDY Max	Bottom	0	28.9936	2914.8478	39843.0976	34690.0906	343.7841
Story5	SDX Max	Bottom	0	2974.7959	28.3946	18538.5364	328.9321	40175.8527
Story5	SDY Max	Bottom	0	31.4804	3118.7844	42702.9669	42460.6687	410.4087
Story4	SDX Max	Bottom	0	3137.8587	29.0656	19558.4993	394.5207	47958.7817
Story4	SDY Max	Bottom	0	30.9064	3277.5121	44954.2324	50610.5345	479.9264
Story3	SDX Max	Bottom	0	3257.1173	32.5098	20306.9632	463.8848	56032.0104
Story3	SDY Max	Bottom	0	29.6621	3390.9437	46587.8846	59035.1817	547.1961
Story2	SDX Max	Bottom	0	3331.2637	36.5048	20778.9018	539.5274	64297.0912
Story2	SDY Max	Bottom	0	34.135	3457.8591	47567.3205	67636.5072	613.7636
Story1	SDX Max	Bottom	0	3359.38	38.4854	20960.8249	621.6099	72662.9492
Story1	SDY Max	Bottom	0	38.4851	3481.7186	47920.2097	76328.5738	685.653

## RESULTADO ANALISIS DINAMICO EN LA DIRECCION X

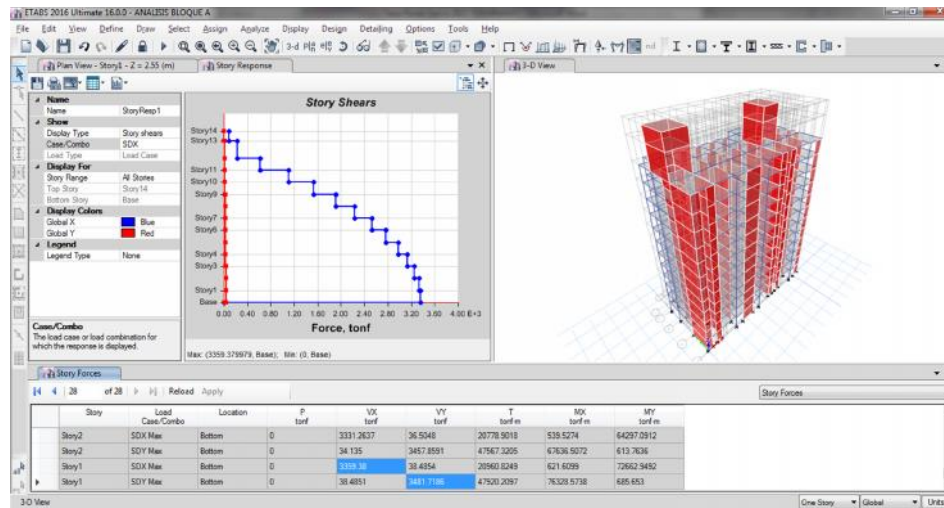


Figura 17: Distribución de Cortante Dinámico en Dirección X, Cortante dinámico en la base  $V_x=3359.38$  Tn.

## RESULTADO ANALISIS DINAMICO EN LA DIRECCION Y

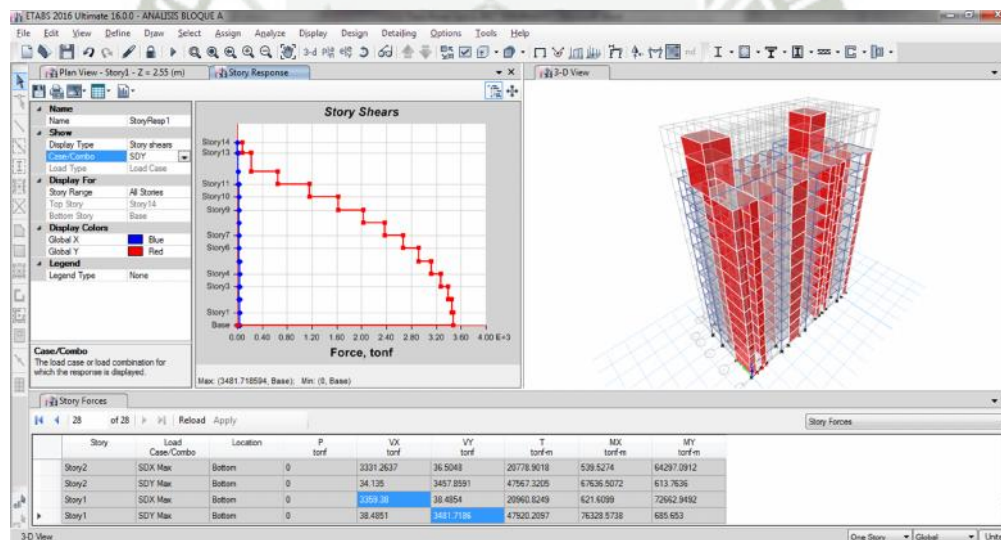


Figura 18: Distribución de Cortante Dinámico en Dirección Y, Cortante dinámico en la base  $V_y=3481.72$  Tn.

**En el Bloque B:** Las cortantes en la base para el análisis dinámico son: en la dirección “X”, 1,612.54 Tn y en la dirección “Y”, 2,359.83 Tn.

Tabla 20: Cortante Basal en cada dirección

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Sismo X	Bottom	0	-437.3812	0	2317.7756	0	-9129.5604
Story1	Sismo Y	Bottom	0	0	-437.3812	-4776.8421	9129.5604	0
Story1	SDX Max	Bottom	0	1612.5355	794.1879	20286.1953	17231.2856	33383.2552
Story1	SDY Max	Bottom	0	794.188	2359.8291	22918.0987	49897.0728	16640.787

Para efectos de diseño, luego de realizar el análisis estatico y dinamico del edificio y haber realizado la verificación de la rigidez, la norma indica que debemos verificar que el cortante obtenido debe de ser igual o por lo menos como indica en el Artículo 4.6.4 de la NTE E.030.

Tabla 21: Calculo de los factores de diseño en el Bloque B

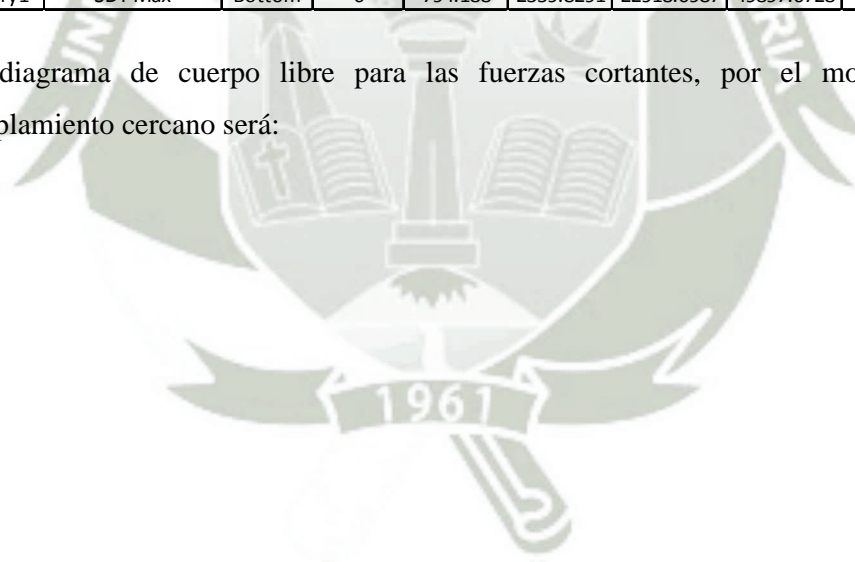
BASE		
BLOQUE B		
Peso Total de la Edificacion	3706.6201	Tn
Cortante en la Base	437.3812	Tn
Cortante en la Base al 80%	349.9050	Tn
Cortante en XX de An. Din.	1612.5355	Tn
Cortante en YY de An. Din.	2359.8291	Tn

Las fuerzas cortantes aplicadas a cada nivel, del análisis dinámico, se muestran en el siguiente cuadro:

Tabla 22: Fuerzas Cortantes por niveles en las dos direcciones en Bloque B

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story12	SDX Max	Bottom	0	228.624	109.6543	2667.8171	279.6185	582.9913
Story12	SDY Max	Bottom	0	98.6219	358.8071	3363.0334	914.9581	251.4858
Story11	SDX Max	Bottom	0	480.7453	239.7081	5810.6389	890.1779	1804.4452
Story11	SDY Max	Bottom	0	217.0727	758.1857	7236.1455	2845.8146	803.6609
Story10	SDX Max	Bottom	0	693.6163	353.8566	8566.3689	1789.7629	3556.3096
Story10	SDY Max	Bottom	0	323.8659	1085.8367	10444.5127	5602.5678	1624.6452
Story9	SDX Max	Bottom	0	879.0002	454.0094	11033.5775	2941.9575	5761.8921
Story9	SDY Max	Bottom	0	421.3421	1356.587	13102.7628	9027.7911	2689.7655
Story8	SDX Max	Bottom	0	1041.5999	540.28	13210.9987	4311.9742	8361.233
Story8	SDY Max	Bottom	0	508.6946	1585.4659	15344.7034	13002.439	3974.3863
Story7	SDX Max	Bottom	0	1183.2303	612.4493	15084.5892	5864.3345	11300.3993
Story7	SDY Max	Bottom	0	584.669	1781.2505	17262.7489	17436.4173	5450.0857
Story6	SDX Max	Bottom	0	1305.769	671.1632	16667.8183	7564.0244	14529.3371
Story6	SDY Max	Bottom	0	649.2608	1946.9504	18888.9332	22254.587	7086.5156
Story5	SDX Max	Bottom	0	1409.7358	717.4786	17965.274	9378.3085	18001.2422
Story5	SDY Max	Bottom	0	702.527	2084.366	20229.7077	27388.7092	8853.5475
Story4	SDX Max	Bottom	0	1493.3777	752.168	18970.9272	11277.3629	21669.447
Story4	SDY Max	Bottom	0	743.8311	2195.7686	21303.4829	32776.3384	10721.3087
Story3	SDX Max	Bottom	0	1555.8653	775.7773	19688.3057	13234.216	25486.2303
Story3	SDY Max	Bottom	0	772.499	2281.089	22126.5094	38360.3115	12659.9893
Story2	SDX Max	Bottom	0	1596.4236	789.1826	20121.6849	15225.1493	29405.2426
Story2	SDY Max	Bottom	0	788.6499	2336.4581	22675.3607	44085.293	14641.1012
Story1	SDX Max	Bottom	0	1612.5355	794.1879	20286.1953	17231.2856	33383.2552
Story1	SDY Max	Bottom	0	794.188	2359.8291	22918.0987	49897.0728	16640.787

El diagrama de cuerpo libre para las fuerzas cortantes, por el modelo de acoplamiento cercano será:



## RESULTADO ANALISIS DINAMICO EN LA DIRECCION X

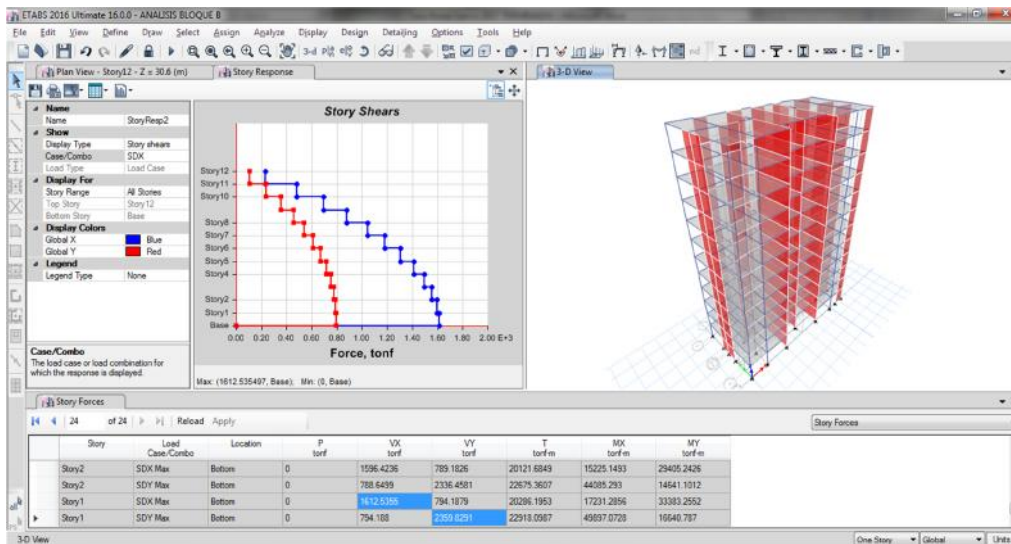


Figura 19: Resultado Análisis Dinámico en la dirección X

## RESULTADO ANALISIS DINAMICO EN LA DIRECCION Y

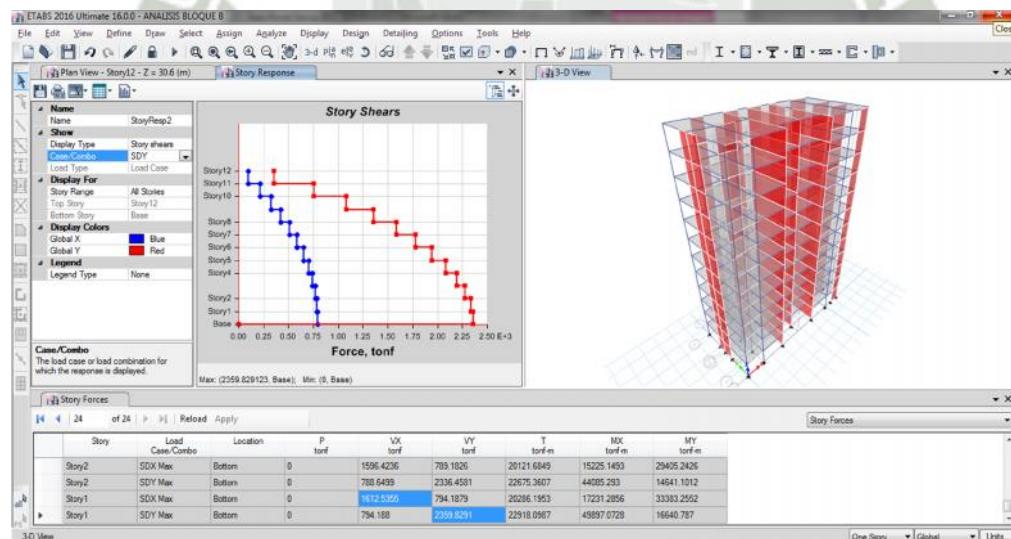


Figura 20: Resultado Análisis Dinámico en la dirección Y

### 3.1.6. ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN

Con el cálculo del índice de estabilidad se puede evaluar si se requiere un análisis de segundo orden o de efectos P-delta.

$$Q = \frac{N_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_{ei} \cdot R}$$

Donde  $N_i$  es la sumatoria de los pesos sobre el nivel “i”,  $\Delta_i$  es el desplazamiento relativo del entrepiso “i”,  $V_i$  es la fuerza cortante del entrepiso “i”,  $h_{ei}$  es la altura del entrepiso “i”, R es el coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas.

Tabla 23: Cálculo del Índice de estabilidad en el Bloque A

Nivel	Peso por encima del Nivel (Ni)	Cortante (Vi)	Altura (hei)	Desp. Total	Desp. Relativo Ai	NiAi	Vi Hei	Q
1	4738.2845	734.4341	2.55	0.002	0.002	9.48	1872.81	0.005

Tabla 24: Cálculo del Índice de estabilidad en el Bloque B

Nivel	Peso por encima del Nivel (Ni)	Cortante (Vi)	Altura (hei)	Desp. Total	Desp. Relativo Ai	NiAi	Vi Hei	Q
1	3706.6201	437.3812	2.55	0.002	0.002	7.41	1115.32	0.007

No se tomó en cuenta el valor de “R”, ya que para la cortante en la base se calculó tomándolo en consideración.

El índice de estabilidad crítico será para el primer nivel. Según el cálculo es menor a 0.10, por tanto no es necesario considerar los efectos de segundo orden.

## 3.2. CÁLCULO Y RESULTADOS DEL MODELO CON FUNCIONES DE IMPEDANCIA (RESORTES)

### 3.2.1. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Con los resultados a considerar en esta tesis, se procedió a realizar un predimensionamiento de las secciones en la cimentación, que bien se puede hacer en programas como el Safe, Plaxis o con alguna hoja de cálculo. Las características del terreno se obtuvieron de un ensayo de mecánica de suelos, y para el cálculo de la capacidad portante crítica se usó el criterio de Falla General de Corte de Terzaghi y Peck. Por ejemplo para una zapata de 1.00 m de lado, se tomará una

capacidad resistente del suelo igual a 2.121 Kg/cm<sup>2</sup>, según se indican en los cálculos.

### 3.2.2. CALCULO DEL MODULO DE CORTE EFECTIVO

El módulo de corte inicial se calcula de la siguiente fórmula:

$$G_o = \frac{\gamma v_s^2}{g}$$

Donde “ $\gamma$ ” es el peso específico del suelo en libras por pie cubico, “ $v_s$ ” es la velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos, y “ $g$ ” es la aceleración de la gravedad en pies sobre segundos al cuadrado. Las unidades del módulo de corte se expresan en libras sobre pie cuadrado.

La velocidad de onda, la elegimos del apartado 1.6.1.4.1., del reporte FEMA 356.

- **Clase A:** Roca dura con promedio de velocidad de onda de corte,  $v_s > 5000$  ft/s (152400 cm/s)
- **Clase B:** Roca con velocidad de onda de corte,  $2500$  ft/s (76200 cm/s)  $< v_s < 5000$  ft/s (152400 cm/s)
- **Clase C:** Suelos muy densos y rocas sueltas,  $1200$  ft/s (36576 cm/s)  $< v_s < 2500$  ft/s (76200 cm/s)
- **Clase D:** Suelos Rígidos,  $600$  ft/s (18288 cm/s)  $< v_s < 2500$  ft/s (76200 cm/s)
- **Clase E:** Cualquier perfil con más de 10 pies (3 metros) de arcilla definido como un suelo con un índice plástico  $IP > 20$ , o contenido de agua  $w > 40\%$ ,  $v_s < 600$  ft/s (18288 cm/s)
- **Clase F:** Suelos que requieren especial evaluación (ver el documento FEMA 356)

La clasificación del suelo estará en el tipo “C”, con una velocidad de onda de corte igual a 1200ft/s (36,576.00 cm/s).

El módulo de corte efectivo del suelo se calculará con la relación existente entre el módulo de corte efectivo y el módulo de corte inicial, que se especifica en la tabla 4-7 del FEMA 357. El valor de  $SXS$ , es el valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico.

Tabla 25: Cuadro Effective Shear Modulus Ratios

**Table 4-7 Effective Shear Modulus Ratio ( $G/G_0$ )**

Effective Peak Acceleration,  $S_{XS}/2.5$

Site Class	$S_{XS}/2.5 = 0$	$S_{XS}/2.5 = 0.1$	$S_{XS}/2.5 = 0.4$	$S_{XS}/2.5 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_{XS}/2.5$ .

\* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

**En el Bloque A;** según el cálculo para las fuerzas equivalentes estáticas equivalentes el valor de la aceleración es de 0.1479g, pero trabajando con el espectro elástico debemos de multiplicarlos por el valor del factor de reducción sísmica,  $S_{XS} = 0.1479 \times 6 = 0.8874$ . El valor de  $G/G_0$  se interpolará para un valor de  $S_{XS}/2.5$  de 0.355,  $G/G_0 = 0.78$ . El valor del módulo de corte efectivo “G” será igual a 1,683.89Kg/cm<sup>2</sup> (23.95 Klb/pul<sup>2</sup>).

Velocidad de onda	1200.00 ft/s
Velocidad de onda	36576.00 cm/s
Peso específico	1583.00 kg/m <sup>3</sup>
$G_0$	2158.76 Kg/cm <sup>2</sup>
$G_0$	30.70 Klb/pul <sup>2</sup>
aceleración de sitio	0.15 g
R	6
Sxs	0.89
Sxs/2.5	0.35
	Sxs/2.5      Sxs/2.5
Valores a interpolar	0.1              0.4
Clase de Sitio	0.95             0.75
Valor interpolado G/Go	0.78002667
G	1683.89 Kg/cm <sup>2</sup>
G	23.95 Klb/pul <sup>2</sup>

**En el Bloque B;** Para el Bloque B, el valor de la aceleración es de 0.1714g, pero trabajando con el espectro elástico debemos de multiplicarlos por el valor del factor de reducción sísmica,  $S_{xs} = 0.1714 \times 6 = 1.0284$ . El valor de  $G/G_o$  se interpolará para un valor de  $S_{xs}/2.5$  de 0.411,  $G/G_o = 0.7457$ . El valor del módulo de corte efectivo “G” será igual a 1,609.87 Kg/cm<sup>2</sup> (22.898 Klb/pul<sup>2</sup>).

Velocidad de onda	1200.00 ft/s	
Velocidad de onda	36576.00 cm/s	
Peso específico	1583.00 kg/m <sup>3</sup>	
Go	2158.76 Kg/cm <sup>2</sup>	
Go	30.70 Klb/pul <sup>2</sup>	
aceleración de sitio	0.17 g	
R	6	
Sxs	1.03	
Sxs/2.5	0.41	
	Sxs/2.5	Sxs/2.5
Valores a interpolar	0.4	0.8
Clase de Sitio	0.75	0.6
Valor interpolado G/Go	0.74574	
G	1609.87 Kg/cm <sup>2</sup>	
G	22.90 Klb/pul <sup>2</sup>	

### 3.2.3. CALCULO DE LAS FUNCIONES DE IMPEDANCIA, RIGIDEZ, TRASLACIONAL Y ROTACIONAL DE LOS RESORTES DE APOYO EN LA BASE

Se realizó un predimensionamiento por cargas axiales para calcular posibles dimensiones de las zapatas o losas a utilizar. Revisar el plano de propuesta de Cimentación.

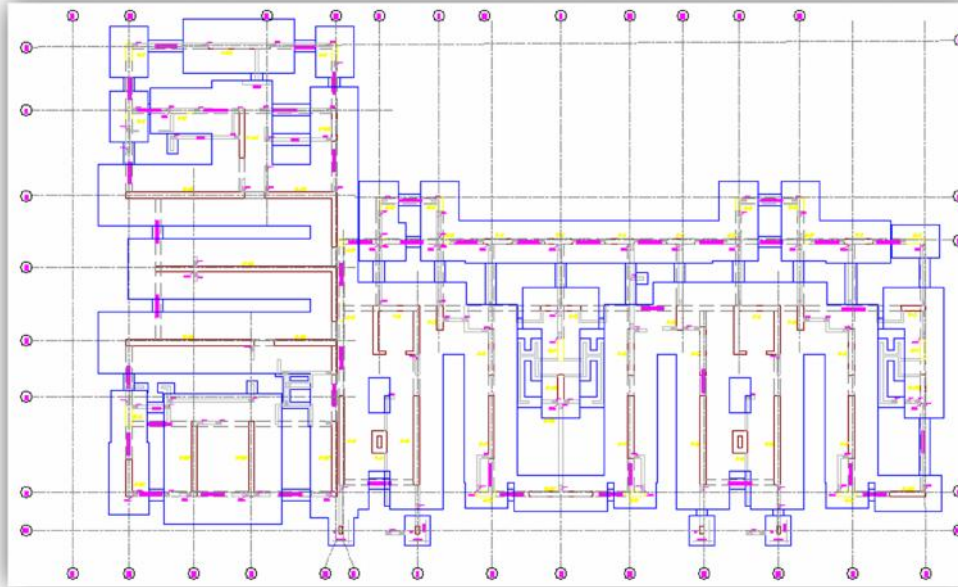
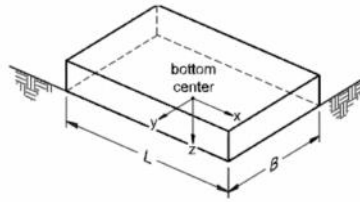


Figura 21: Predimensionamiento de Cimentación

Para el cálculo de las rigideces en los resortes se tomarán las fórmulas indicadas en el documento FEMA 356 para cimentaciones rígidas, las losas de cimentación en los muros de cimentación se calcularían como cimentaciones elásticas para obtener mejores aproximaciones.

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x, SUR} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that <math>L \geq B</math></p>
Translation along y-axis	$K_{y, SUR} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$K_{z, SUR} = \frac{GB}{1 - \nu} \left[ 1.55 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx, SUR} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy, SUR} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[ 0.47 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz, SUR} = GB^3 \left[ 0.53 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	

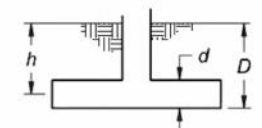
Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	Note
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$	 <p><math>d</math> = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)  <math>h</math> = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate  <math>K_{emb} = \beta K_{sur}</math></p>
Translation along y-axis	$\beta_y = \beta_x$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L}\right)\right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}}\right]$	
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L}\right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L}\right)^{1.9} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$	

Figura 22: Cálculo de la Rigidez de una Cimentación Rígida y Corrección por Profundidad

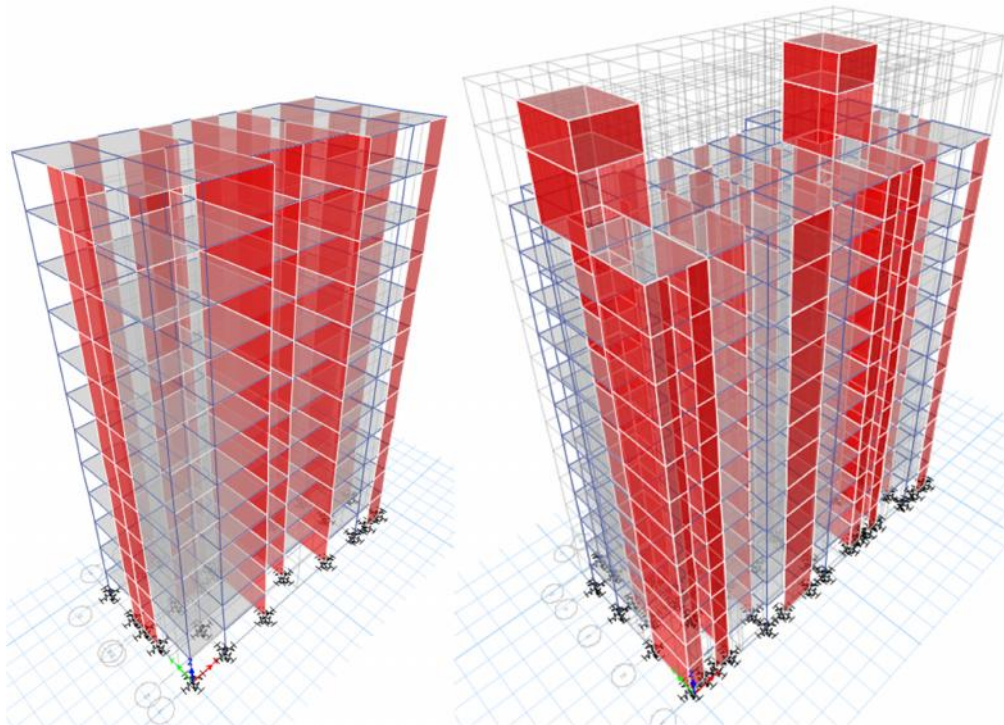


Figura 23: Colocación del valor de la rigidez en cada apoyo de las edificaciones

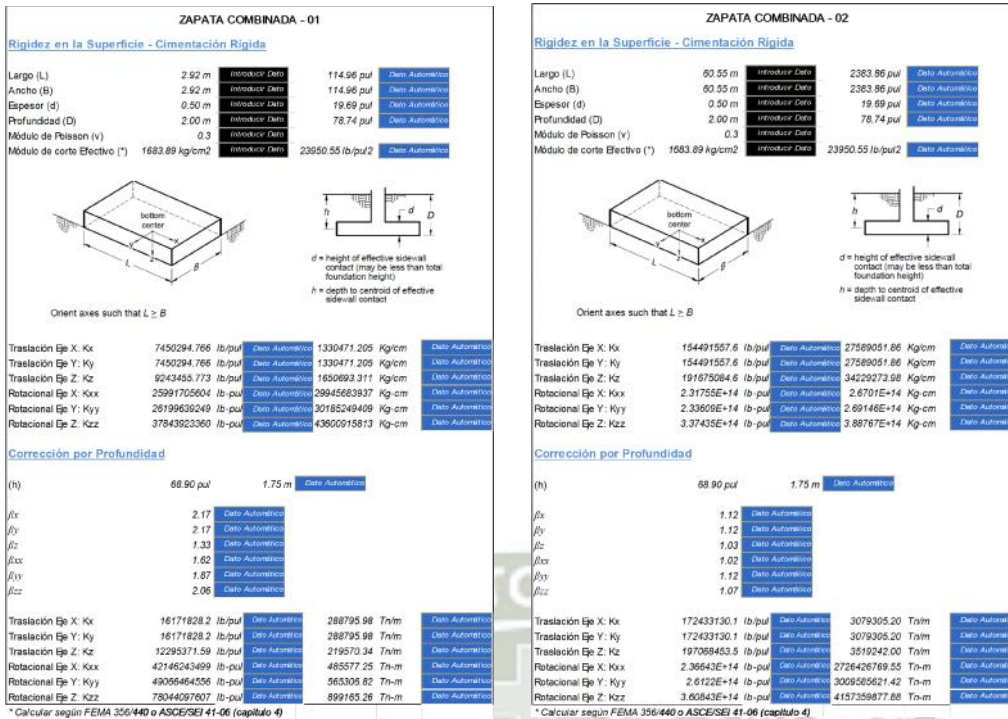


Figura 24: Calculo de Rigideces en Zapatas Combinada 01 y 02

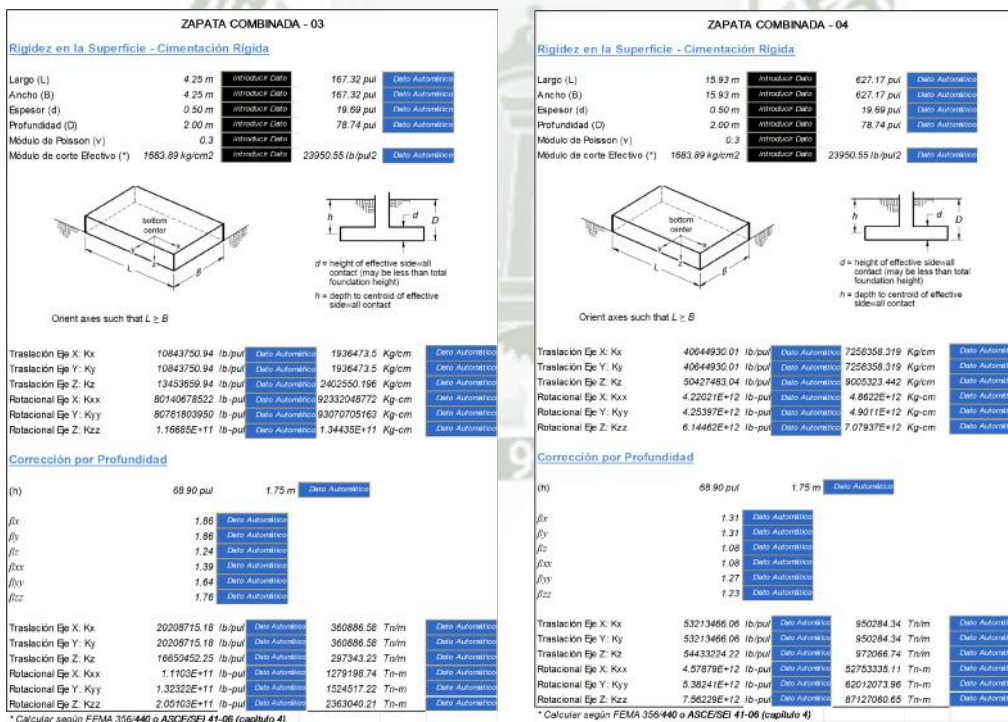


Figura 25: Calculo de Rigideces en Zapatas Combinada 03 y 04

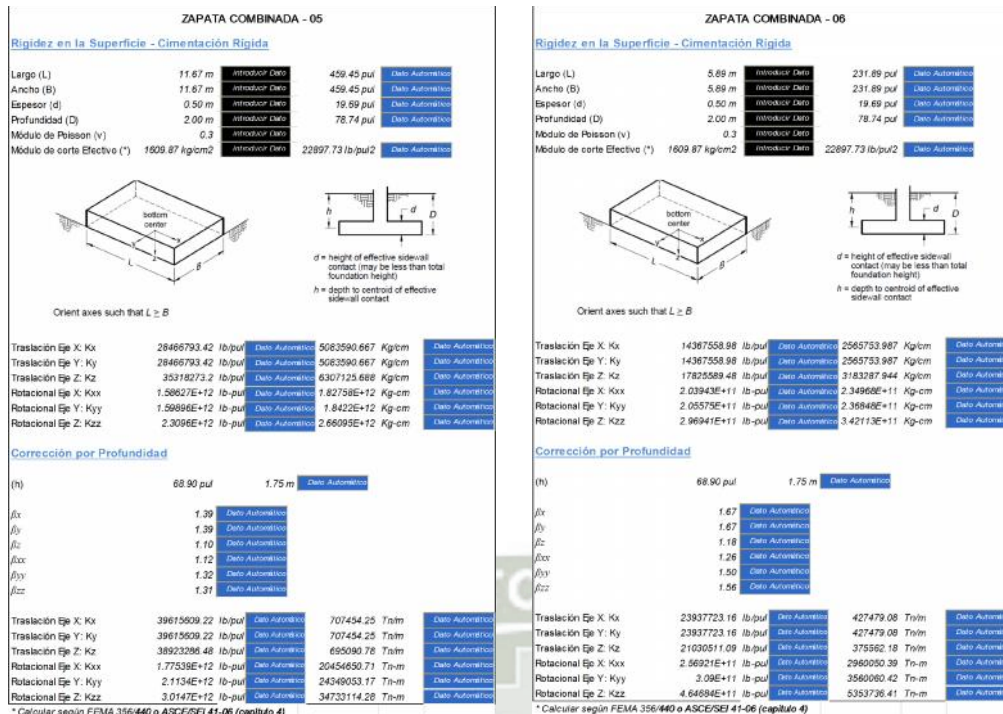


Figura 26: Calculo de Rigideces en Zapata Combinada 05 y 06

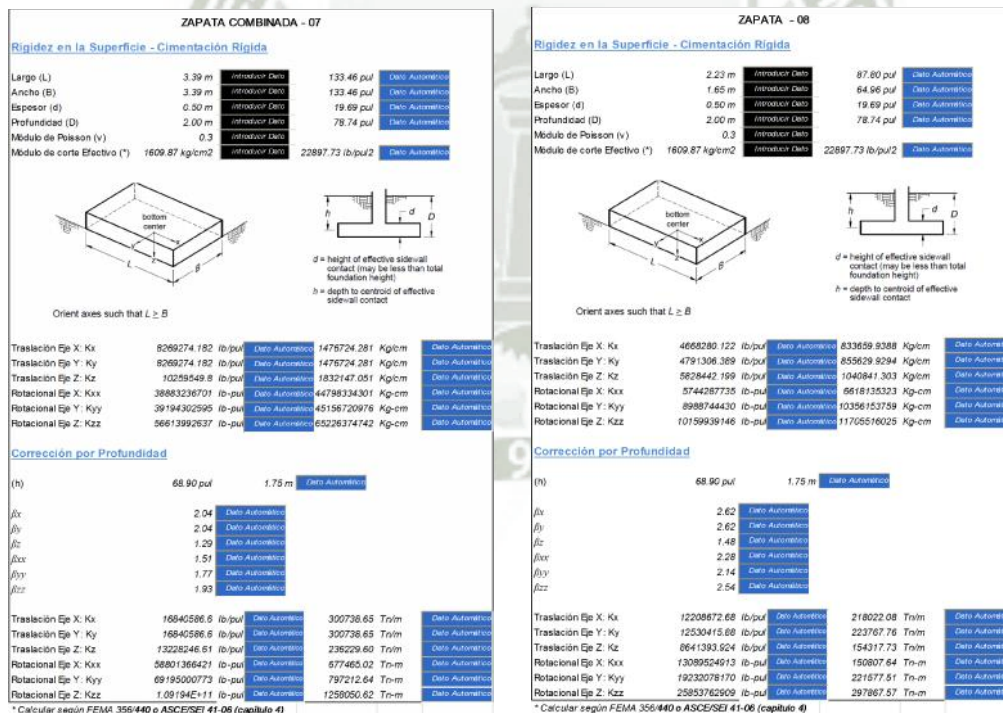


Figura 27: Calculo de Rigideces en Zapata Combinada 07 y 08

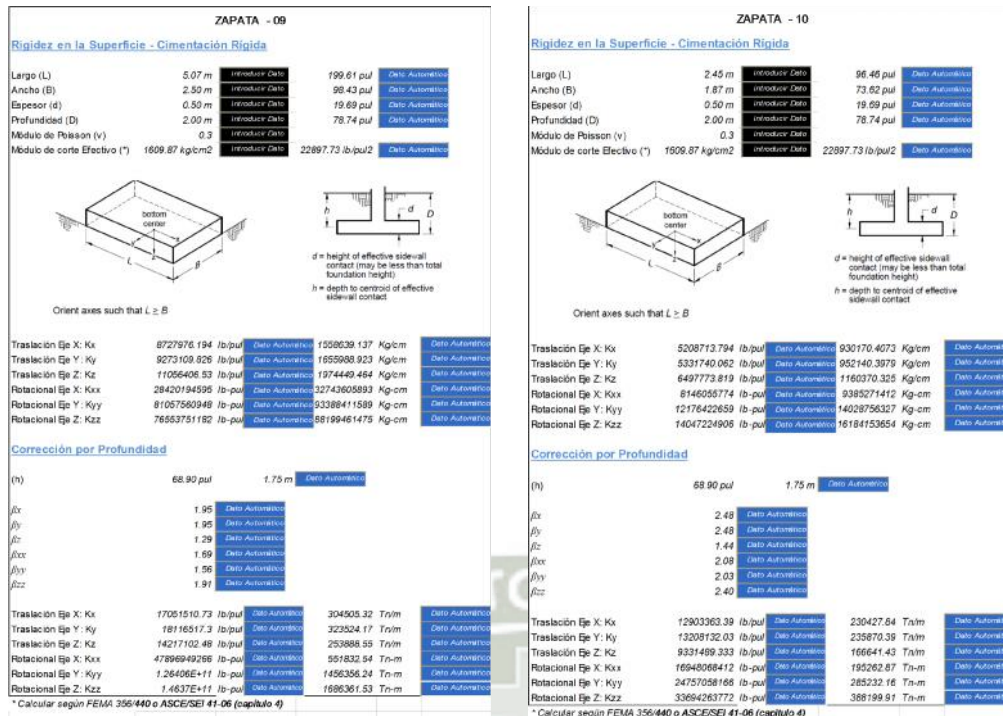


Figura 28: Calculo de Rigideces en Zapata 09 y 10

### 3.2.4. PERIODOS Y FORMAS DE MODO EN EL MODELO CON CIMENTACIONES FLEXIBLES

Los periodos y porcentajes de participación de masa en los bloques son los siguientes:

Tabla 26: Periodos y porcentaje de masa en bloque A

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
sec														
Modal	1	0.787	0.7372	0.0019	0	0.7372	0.0019	0	0.0004	0.2394	0.0141	0.0004	0.2394	0.0141
Modal	2	0.727	0.0018	0.7403	0	0.7391	0.7422	0	0.2569	0.0006	0.0001	0.2574	0.24	0.0142
Modal	3	0.601	0.016	0.00002902	0	0.7551	0.7422	0	0.0007	0.0039	0.7456	0.258	0.2438	0.7598
Modal	4	0.201	0.1322	0.000003901	0	0.8873	0.7422	0	0.00001372	0.4529	0.0002	0.258	0.6967	0.76
Modal	5	0.145	0.000002657	0.1553	0	0.8873	0.8975	0	0.4539	0.00000385	0.0015	0.712	0.6967	0.7616
Modal	6	0.138	0.000007998	0.0017	0	0.8873	0.8993	0	0.0057	0.0001	0.1284	0.7176	0.6968	0.8899
Modal	7	0.101	0.0403	0.0000131	0	0.9276	0.8993	0	0.0001	0.0882	0.0001	0.7177	0.7851	0.89
Modal	8	0.067	0.0011	0.0295	0	0.9287	0.9288	0	0.0704	0.0033	0.0071	0.7881	0.7883	0.8972
Modal	9	0.066	0.0156	0.0059	0	0.9443	0.9347	0	0.0137	0.0452	0.0032	0.8018	0.8335	0.9004
Modal	10	0.063	0.005	0.003	0	0.9493	0.9377	0	0.0062	0.0154	0.0272	0.808	0.8489	0.9276
Modal	11	0.048	0.0114	0	0	0.9607	0.9377	0	0.00001422	0.032	0.002	0.808	0.8809	0.9296
Modal	12	0.045	0.000006395	0.0171	0	0.9607	0.9549	0	0.0541	0.00003378	0.0002	0.8622	0.8809	0.9298

Tabla 27: Periodos y porcentaje de masa en el bloque B

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	1.032	0.3628	0.0202	0	0.3628	0.0202	0	0.0065	0.135	0.3517	0.0065	0.135	0.3517
Modal	2	0.815	0.0564	0.683	0	0.4192	0.7032	0	0.2375	0.0196	0.0028	0.2441	0.1546	0.3545
Modal	3	0.616	0.3258	0.0375	0	0.745	0.7407	0	0.015	0.0992	0.401	0.2591	0.2538	0.7556
Modal	4	0.246	0.0832	0.0002	0	0.8282	0.741	0	0.0014	0.2268	0.0609	0.2605	0.4805	0.8164
Modal	5	0.173	0.0495	0.0122	0	0.8777	0.7531	0	0.0359	0.1896	0.0632	0.2964	0.6702	0.8796
Modal	6	0.125	0.0042	0.1579	0	0.8819	0.911	0	0.4317	0.0134	0.0063	0.7281	0.6836	0.8859
Modal	7	0.112	0.0278	0.0004	0	0.9097	0.9114	0	0.0007	0.0605	0.0213	0.7287	0.7441	0.9073
Modal	8	0.085	0.0204	0.0015	0	0.9301	0.9129	0	0.0049	0.043	0.0218	0.7337	0.7871	0.929
Modal	9	0.066	0.0141	0.0002	0	0.9442	0.9132	0	0.0009	0.0395	0.0114	0.7345	0.8266	0.9404
Modal	10	0.055	0.00002286	0.0453	0	0.9442	0.9585	0	0.1311	0.0000248	0.0009	0.8656	0.8267	0.9413
Modal	11	0.051	0.0136	0.0000011	0	0.9578	0.9585	0	0.00002705	0.0425	0.0112	0.8656	0.8691	0.9525
Modal	12	0.044	0.0068	0.00003798	0	0.9646	0.9585	0	0.0002	0.0192	0.0076	0.8658	0.8883	0.9601

### 3.2.5. EFECTO CINEMÁTICO EN LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

El ancho efectivo de la cimentación se evalúa como  $b_e = \sqrt{ab}$ . El espectro de sismo deberá ser escalado haciendo uso del porcentaje por efecto cinemático en la interacción suelo-estructura (RRS). El RRS se calculará de la fórmula siguiente:

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14,100} \left( \frac{b_e}{T} \right)^{1.2} \geq \text{the value for } T = 0.2 \text{ s}$$

### 3.2.6. AMORTIGUAMIENTO EN LA CIMENTACION POR LA INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA

Se seguirá el procedimiento indicado en el FEMA 356 y FEMA 440.

#### Bloque A:

##### Rigidez Efectiva

$$K_{\text{fixed}}^* = M^* \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2$$

Peso para el Cálculo Sísmico	4738.28	
Masa para Cálculo Sísmico	483.01 Tn s2/m	
% Participación masa 1º Modo X	73.40 %	
Periodo para el primer modo X $T_{\text{eff}}$	0.645 s	
Rigidez Efectiva ( $K^*$ fixed) en X	33642.52 Tn/m	1883.89 Klb/plg

##### Radio Equivalente de la Cimentación

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}$$

Largo	26.43 m	
Ancho	13.45 m	
Área de la Cimentación	355.48 m2	3826.39 pie2
rx (ru)	10.64 m	418.79 plg

##### Rigidez Traslacional de la Cimentación

$$K_x = \frac{8}{2-\nu} G r_x$$

Módulo de Corte (G)	1683.89 Kg/cm2	23.95 Klb/plg2
Módulo de Poisson	0.30	
Rigidez Traslacional	8429262.35 Kg/cm	47201.69 Klb/plg

##### Rigidez Rotacional de la Cimentación

$$K_{\theta} = \frac{K_{\text{fixed}}^* (h^*)^2}{\left( \frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 - \frac{K_{\text{fixed}}^*}{K_x}}$$

Altura Efectiva ( $h^*$ )	32.76 m	1289.76 plg
Periodo 1º Modo Base Fija $T_{\text{eff}}$	0.645 s	
Periodo 1º Modo Base Flexible $\tilde{T}_{\text{eff}}$	1.032 s	
Rigidez Rotacional $K_{\theta}$	2375239621115.38 Kg-cm/rad	2061616929.54 klb-plg/rad

##### Radio por Rotación Equivalente de la Cimentación

$$r_{\theta} = \left( \frac{3(1-\nu) K_{\theta}}{8G} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$r_{\theta}$	7.18 m	282.71 plg
--------------	--------	------------

##### Relación Periodo Efectivo/Alargamiento

$$\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[ \left( \frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5}$$

$\mu$	3.00
$\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}$	1.23

*Amortiguamiento en la Cimentación*

$$\beta_f = a_1 \left( \frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right) + a_2 \left( \frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right)^2$$

$$a_1 = c_e \exp(4.7 - 1.6h / r_\theta)$$

$$a_2 = c_e [25 \ln(h / r_\theta) - 16]$$

$$c_e = 1.5(e / r_x) + 1$$

$c_e$	1.00
$a_1$	0.07
$a_2$	21.94
$\beta_f$	1.21 %

*Amortiguamiento Flexible en la Cimentación*

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left( \tilde{T}_{eff} / T_{eff} \right)^3}$$

$\beta_1$	5.00 %
$\beta_0$	3.88 %

*Factor para Escalar el Espectro de Sismo*

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} \text{ (in \% )}}$$

$B$	0.94
-----	------

**Bloque B:**

*Rigidez Efectiva*

$$K_{fixed}^* = M^* \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2$$

Peso para el Cálculo Sísmico	3706.62	
Masa para Cálculo Sísmico	377.84 Tn s <sup>2</sup> /m	
% Participación masa 1º Modo X	41.41 %	
Periodo para el primer modo X $T_{eff}$	0.858 s	
Rigidez Efectiva ( $K^*$ fixed) en X	8390.72 Tn/m	469.86 Klb/plg

*Radio Equivalente de la Cimentación*

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}$$

Largo	20.42 m	
Ancho	9.50 m	
Área de la Cimentación	193.99 m <sup>2</sup>	2088.09 pie <sup>2</sup>
$r_x$ ( $r_u$ )	7.86 m	309.37 plg

*Rigidez Traslacional de la Cimentación*

$$K_x = \frac{8}{2 - \nu} G r_x$$

Módulo de Corte (G)	1609.87 Kg/cm <sup>2</sup>	22.90 Klb/plg <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.30	
Rigidez Traslacional	5953147.02 Kg/cm	33336.08 Klb/plg

*Rigidez Rotacional de la Cimentación*

$$K_{\theta} = \frac{K_{\text{fixed}}^* (h^*)^2}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 - \frac{K_{\text{fixed}}^*}{K_x}}$$

Altura Efectiva ( $h^*$ )	30.60 m	1204.72 plg
Periodo 1° Modo Base Fija $T_{\text{eff}}$	0.858 s	
Periodo 1° Modo Base Flexible $\tilde{T}_{\text{eff}}$	1.032 s	
Rigidez Rotacional $K_{\theta}$	1816055796092.24 Kg-cm/rad	1576266807.32 klb-plg/rad

*Radio por Rotación Equivalente de la Cimentación*

$$r_{\theta} = \left( \frac{3(1-\nu)K_{\theta}}{8G} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$r_{\theta}$	6.67 m	262.42 plg
--------------	--------	------------

*Relación Periodo Efectivo/Alargamiento*

$$\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[ \left( \frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5}$$

$\mu$	3.00
$\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}$	1.07

*Amortiguamiento en la Cimentación*

$$\beta_f = a_1 \left( \frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} - 1 \right) + a_2 \left( \frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} - 1 \right)^2$$

$$a_1 = c_e \exp(4.7 - 1.6h / r_{\theta})$$

$$a_2 = c_e [25 \ln(h / r_{\theta}) - 16]$$

$$c_e = 1.5(e / r_x) + 1$$

$c_e$	1.00
$a_1$	0.07
$a_2$	22.10
$\beta_f$	0.12 %

*Amortiguamiento Flexible en la Cimentación*

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_1}{\left(\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}\right)^3}$$

$\beta_1$	5.00 %
$\beta_0$	4.18 %

*Factor para Escalar el Espectro de Sismo*

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{\text{eff}} (\text{in } \%)}$$

$B$	0.96
-----	------

### 3.2.7. ESPECTRO DE SISMO CON LA INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA

El espectro de sismo calculado inicialmente se debe de ajustar para considerar los efectos de la interacción suelo-estructura. A continuación se muestran los valores de las aceleraciones para el nuevo espectro de sismo de diseño.

**Bloque A:**

Tabla 28: Aceleraciones para el nuevo espectro de sismo Bloque A

T (s)	=5%		= 0		
	Sa/g	RRS	SaFIM	Sa o	R
0.00	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.02	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.04	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.06	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.08	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.10	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.12	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.14	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.16	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.18	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.20	10063	0.9309	0.9368	0.9942	0.1657
0.25	10063	0.9472	0.9531	10115	0.1686
0.30	10063	0.9575	0.9635	10226	0.1704
0.35	10063	0.9647	0.9707	10303	0.1717
0.40	10063	0.9699	0.9760	10359	0.1726
0.45	10063	0.9739	0.9800	10401	0.1733
0.50	10063	0.9770	0.9831	10434	0.1739
0.55	10063	0.9795	0.9856	10461	0.1743
0.60	10063	0.9815	0.9877	10482	0.1747
0.65	0.9288	0.9832	0.9133	0.9693	0.1615
0.70	0.8625	0.9846	0.8493	0.9013	0.1502
0.75	0.8050	0.9859	0.7936	0.8423	0.1404
0.80	0.7547	0.9869	0.7448	0.7905	0.1317
0.85	0.7103	0.9878	0.7017	0.7447	0.1241
0.90	0.6708	0.9886	0.6632	0.7039	0.1173
0.95	0.6355	0.9894	0.6288	0.6673	0.1112
1.00	0.6038	0.9900	0.5977	0.6344	0.1057
1.10	0.5489	0.9911	0.5440	0.5773	0.0962
1.20	0.5031	0.9920	0.4991	0.5297	0.0883
1.30	0.4644	0.9927	0.4610	0.4893	0.0816
1.40	0.4313	0.9933	0.4284	0.4546	0.0758
1.50	0.4025	0.9938	0.4000	0.4246	0.0708
1.60	0.3773	0.9943	0.3752	0.3982	0.0664
1.70	0.3551	0.9947	0.3533	0.3749	0.0625
1.80	0.3354	0.9951	0.3338	0.3542	0.0590
1.90	0.3178	0.9954	0.3163	0.3357	0.0559
2.00	0.3019	0.9956	0.3006	0.3190	0.0532
2.20	0.2744	0.9961	0.2734	0.2901	0.0484
2.40	0.2516	0.9965	0.2507	0.2661	0.0443
2.60	0.2322	0.9968	0.2315	0.2457	0.0409
2.80	0.2156	0.9971	0.2150	0.2282	0.0380
3.00	0.2013	0.9973	0.2007	0.2130	0.0355
4.00	0.1509	0.9981	0.1507	0.1599	0.0266
5.00	0.1208	0.9985	0.1206	0.1280	0.0213
6.00	0.1006	0.9988	0.1005	0.1067	0.0178
7.00	0.0863	0.9990	0.0862	0.0915	0.0152
8.00	0.0755	0.9992	0.0754	0.0800	0.0133
9.00	0.0671	0.9993	0.0670	0.0711	0.0119
10.00	0.0604	0.9994	0.0603	0.0640	0.0107

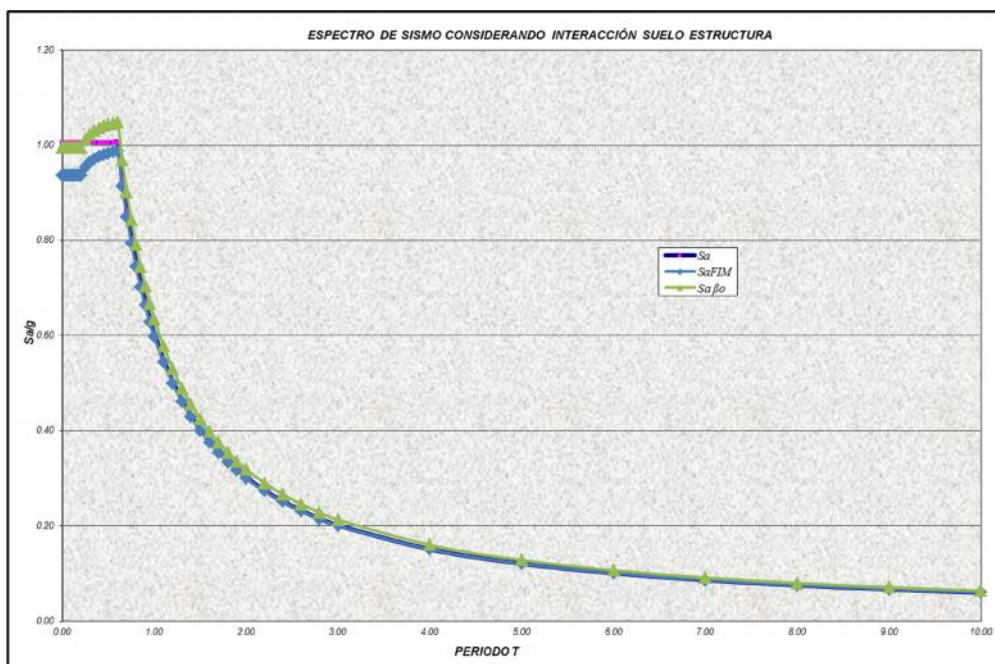


Figura 29: Espectro de Sismo considerando Interacción Suelo-Estructura Bloque A

**Bloque B:**

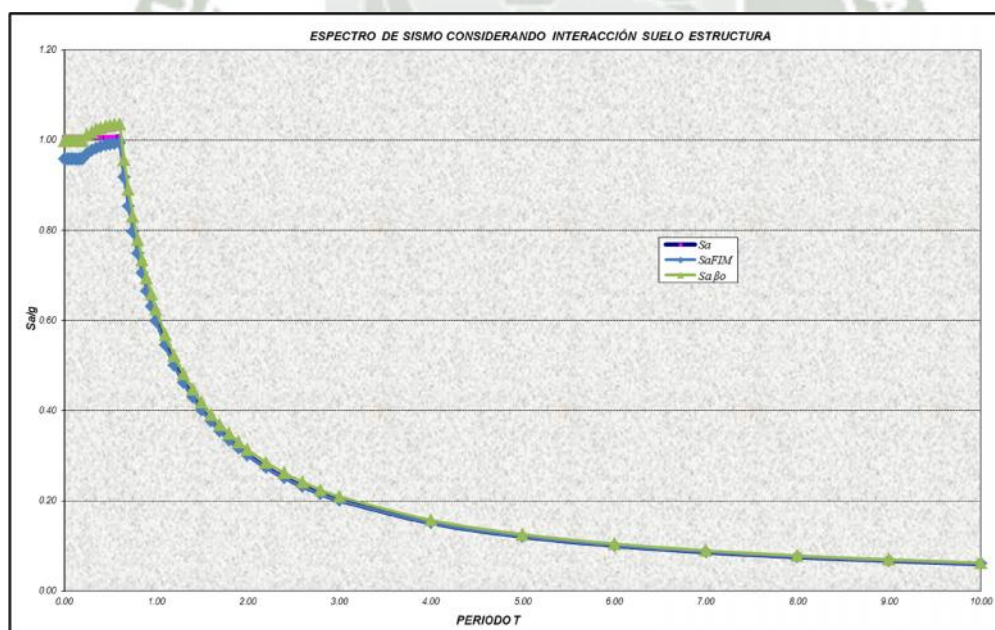


Figura 30: Espectro de Sismo considerando Interacción Suelo-Estructura Bloque B

Tabla 29: Aceleraciones para el nuevo espectro de sismo Bloque B

T (s)	=5%		= 0		
	Sa/g	RRS	SaFIM	Sa o	R
0.00	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.02	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.04	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.06	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.08	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.10	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.12	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.14	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.16	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.18	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.20	10063	0.9520	0.9579	0.9986	0.1664
0.25	10063	0.9633	0.9693	10.104	0.1684
0.30	10063	0.9705	0.9765	10.180	0.1697
0.35	10063	0.9755	0.9816	10232	0.1705
0.40	10063	0.9791	0.9852	10270	0.1712
0.45	10063	0.9819	0.9880	10299	0.1717
0.50	10063	0.9840	0.9902	10322	0.1720
0.55	10063	0.9857	0.9919	10340	0.1723
0.60	10063	0.9872	0.9933	10355	0.1726
0.65	0.9288	0.9883	0.9180	0.9570	0.1595
0.70	0.8625	0.9893	0.8533	0.8895	0.1483
0.75	0.8050	0.9902	0.7971	0.8309	0.1385
0.80	0.7547	0.9909	0.7478	0.7796	0.1299
0.85	0.7103	0.9915	0.7043	0.7342	0.1224
0.90	0.6708	0.9921	0.6655	0.6938	0.1156
0.95	0.6355	0.9926	0.6308	0.6576	0.1096
1.00	0.6038	0.9930	0.5995	0.6250	0.1042
1.10	0.5489	0.9938	0.5455	0.5686	0.0948
1.20	0.5031	0.9944	0.5003	0.5216	0.0869
1.30	0.4644	0.9949	0.4621	0.4817	0.0803
1.40	0.4313	0.9954	0.4292	0.4475	0.0746
1.50	0.4025	0.9957	0.4008	0.4178	0.0696
1.60	0.3773	0.9960	0.3758	0.3918	0.0653
1.70	0.3551	0.9963	0.3538	0.3689	0.0615
1.80	0.3354	0.9966	0.3343	0.3485	0.0581
1.90	0.3178	0.9968	0.3167	0.3302	0.0550
2.00	0.3019	0.9970	0.3010	0.3137	0.0523
2.20	0.2744	0.9973	0.2737	0.2853	0.0476
2.40	0.2516	0.9976	0.2510	0.2616	0.0436
2.60	0.2322	0.9978	0.2317	0.2415	0.0403
2.80	0.2156	0.9980	0.2152	0.2243	0.0374
3.00	0.2013	0.9981	0.2009	0.2094	0.0349
4.00	0.1509	0.9987	0.1507	0.1571	0.0262
5.00	0.1208	0.9990	0.1206	0.1257	0.0210
6.00	0.1006	0.9992	0.1005	0.1048	0.0175
7.00	0.0863	0.9993	0.0862	0.0899	0.0150
8.00	0.0755	0.9994	0.0754	0.0786	0.0131
9.00	0.0671	0.9995	0.0670	0.0699	0.0116
10.00	0.0604	0.9996	0.0603	0.0629	0.0105

El proceso de cálculo es un proceso iterativo, el siguiente paso será realizar el cálculo y verificar las derivas máximas. De ser necesario rigidizar el edificio, se deberá de calcular nuevamente los efectos cinemáticos y el amortiguamiento para la interacción suelo estructura, luego se verificará la cortante mínima en la base y posteriormente se realizará el diseño del edificio.

### 3.2.8. RESULTADOS DE ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON BASE FLEXIBLE E INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA

Se procedió a realizar el cálculo de los edificios con base flexible y el espectro de diseño modificado con el efecto de interacción suelo-estructura. Lo primero que se verificará es el cumplimiento de las derivas máximas, que se presentan en el cuadro a continuación:

**En el Bloque A:**

Tabla 30: Derivas de la Interacción Suelo-Estructura en Base Flexible, en el Bloque A

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	DERIVA
					m	m	m	0.75R
Story14	Sismo X	X	0.000932	40	16.3	4.3	36.35	0.004
Story14	Sismo Y	Y	0.000862	81	19.65	8.35	36.35	0.004
Story13	Sismo X	X	0.000933	40	16.3	4.3	34.2	0.004
Story13	Sismo Y	Y	0.000875	81	19.65	8.35	34.2	0.004
Story12	Sismo X	X	0.000899	34	8.4213	0	30.6	0.004
Story12	Sismo Y	Y	0.000988	67	26.23	6.92	30.6	0.004
Story11	Sismo X	X	0.000973	34	8.4213	0	28.05	0.004
Story11	Sismo Y	Y	0.001036	67	26.23	6.92	28.05	0.005
Story10	Sismo X	X	0.001052	34	8.4213	0	25.5	0.005
Story10	Sismo Y	Y	0.001087	67	26.23	6.92	25.5	0.005
Story9	Sismo X	X	0.001134	34	8.4213	0	22.95	0.005
Story9	Sismo Y	Y	0.001135	67	26.23	6.92	22.95	0.005
Story8	Sismo X	X	0.001208	34	8.4213	0	20.4	0.005
Story8	Sismo Y	Y	0.001177	67	26.23	6.92	20.4	0.005
Story7	Sismo X	X	0.001271	34	8.4213	0	17.85	0.006
Story7	Sismo Y	Y	0.001208	67	26.23	6.92	17.85	0.005
Story6	Sismo X	X	0.001317	34	8.4213	0	15.3	0.006
Story6	Sismo Y	Y	0.001226	67	26.23	6.92	15.3	0.006
Story5	Sismo X	X	0.001341	34	8.4213	0	12.75	0.006
Story5	Sismo Y	Y	0.001226	67	26.23	6.92	12.75	0.006
Story4	Sismo X	X	0.001336	34	8.4213	0	10.2	0.006
Story4	Sismo Y	Y	0.001203	67	26.23	6.92	10.2	0.005
Story3	Sismo X	X	0.001289	34	8.4213	0	7.65	0.006
Story3	Sismo Y	Y	0.001143	67	26.23	6.92	7.65	0.005
Story2	Sismo X	X	0.001173	34	8.4213	0	5.1	0.005
Story2	Sismo Y	Y	0.001041	67	26.23	6.92	5.1	0.005
Story1	Sismo X	X	0.000787	34	8.4213	0	2.55	0.004
Story1	Sismo Y	Y	0.000741	64	26.23	5.92	2.55	0.003

Desde el primero hasta el catorceavo, se tienen derivas por debajo del valor máximo permisible 0.007.

**En el Bloque B:**

Tabla 31: Derivas de la Interacción Suelo-Estructura en Base Flexible, en el Bloque B

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	DERIVA
					m	m	m	0.75R
Story12	Sismo X	X	0.001155	22	6.65	0	30.6	0.005
Story12	Sismo Y	Y	0.001224	11	20.15	9.25	30.6	0.006
Story11	Sismo X	X	0.001228	22	6.65	0	28.05	0.006
Story11	Sismo Y	Y	0.001257	11	20.15	9.25	28.05	0.006
Story10	Sismo X	X	0.001319	22	6.65	0	25.5	0.006
Story10	Sismo Y	Y	0.001291	11	20.15	9.25	25.5	0.006
Story9	Sismo X	X	0.001413	22	6.65	0	22.95	0.006
Story9	Sismo Y	Y	0.001324	11	20.15	9.25	22.95	0.006
Story8	Sismo X	X	0.001498	22	6.65	0	20.4	0.007
Story8	Sismo Y	Y	0.001352	11	20.15	9.25	20.4	0.006
Story7	Sismo X	X	0.001563	22	6.65	0	17.85	0.007
Story7	Sismo Y	Y	0.00137	11	20.15	9.25	17.85	0.006
Story6	Sismo X	X	0.001599	22	6.65	0	15.3	0.007
Story6	Sismo Y	Y	0.001377	11	20.15	9.25	15.3	0.006
Story5	Sismo X	X	0.001594	22	6.65	0	12.75	0.007
Story5	Sismo Y	Y	0.001369	11	20.15	9.25	12.75	0.006
Story4	Sismo X	X	0.001537	22	6.65	0	10.2	0.007
Story4	Sismo Y	Y	0.001345	11	20.15	9.25	10.2	0.006
Story3	Sismo X	X	0.001407	22	6.65	0	7.65	0.006
Story3	Sismo Y	Y	0.001295	11	20.15	9.25	7.65	0.006
Story2	Sismo X	X	0.001185	22	6.65	0	5.1	0.005
Story2	Sismo Y	Y	0.001237	11	20.15	9.25	5.1	0.006
Story1	Sismo X	X	0.000764	22	6.65	0	2.55	0.003
Story1	Sismo Y	Y	0.001038	11	20.15	9.25	2.55	0.005

Desde el primero hasta el doceavo, se tienen derivas por debajo del valor máximo permisible 0.007.

**3.2.9. JUNTA DE SEPARACION SISMICA ENTRE LOS BLOQUES A Y B**

La distancia mínima de separación entre los dos bloques adyacentes no será menor de 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$S=3+0.004*(h-500)$$

Dónde: (h y s en centímetros)

**Primer control:**

Reemplazando se tiene lo siguiente:

$$S_{min} = \frac{2}{3} * (3.33 + 3.82)$$

$$S_{min} = 4.77 \text{ cm}$$

**Segundo control:**

Reemplazando en la ecuación se tiene lo siguiente:

$$S_{min} = 3 + 0.004 * ((12 * 255) - 500)$$

$$S_{min} = 13.24 \text{ cm}$$

Por lo tanto se considerara una junta de separación sísmica de 15cm entre los bloques adyacentes.

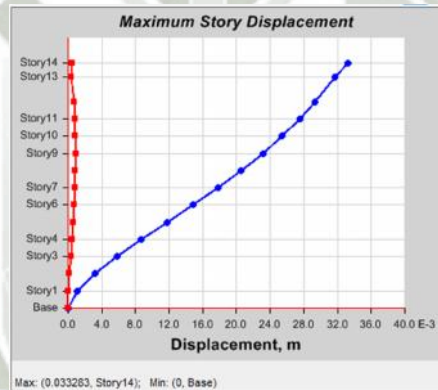


Figura 31: Máximo desplazamientos en el bloque A

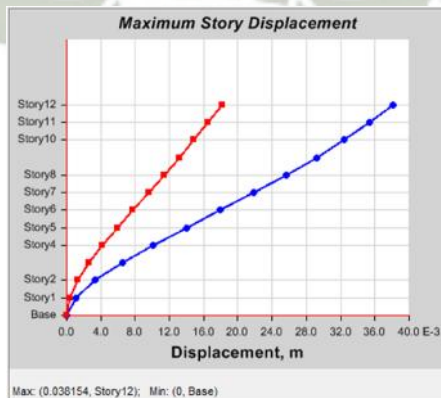


Figura 32: Máximo desplazamientos en el bloque B

## CAPITULO IV: CÁLCULO Y DISEÑO DE CIMENTACION

### 4.1. DISEÑO DE CIMENTACION

El objeto de una cimentación es el de proporcionar el medio para que las cargas de la estructura concentradas en columnas o en muros de corte, se transmitan directamente al terreno produciendo en éste, un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir agrietamientos; con asentamientos tolerables ya sean estos uniformes o diferenciales.

Las cargas consideradas son las resultantes del análisis estructural y del metrado de cargas, asimismo se ha considerado los momentos y fuerzas axiales producidas por sismo y que inciden en el diseño de la cimentación. Según el estudio de Mecánica de suelos que se ha realizado en el terreno de la edificación, en las recomendaciones nos proponen el uso zapatas en ningún caso se debe excede de la capacidad portante del terreno para nuestro diseño de cimentación.

Del estudio también tomamos los valores menores para el diseño tenemos:

Para diseño de zapatas: 2.121 kg/cm<sup>2</sup>

Para cimientos continuos: 1.53 kg/cm<sup>2</sup>

Factor de seguridad por corte:  $f_s = 3.0$

Agresividad del suelo a la cimentación: no presenta.

Debido a la carga de presión admisible del suelo que es solo de 2.121 kg /cm<sup>2</sup> para zapatas, al hacer el diseño de zapatas como aisladas obtenemos que el área de las mismas que se superpone en la mayoría de casos por lo cual optamos por hacer el diseño mediante zapatas combinadas como es el caso que presentamos a continuación.

Tanto placas como columnas presentan cargas axiales y momentos flectores actuantes, los momentos flectores son mayores para las placas debido al sismo, para realizar los diagramas de presión de las diferentes zapatas, tomamos en cuenta la excentricidad que existe en ellas y usamos los criterios que nos dan las normas.

Caso 1: Para excentricidad  $e=0$

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow \sigma < \sigma_t$$

Caso 2: Si  $e \leq L/6$

$$\sigma = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \Rightarrow \sigma < \sigma_t \text{ (Suposición de diagrama trapezoidal)}$$

Caso 3: Si  $e > L/6$

$$\sigma = \frac{2P}{3B \left( \frac{L}{2} - e \right)} \Rightarrow \sigma < \sigma_t \text{ (Suposición de diagrama triangular)}$$

Donde  $e=M/P$

$M$ = Momento flector

$P$ = Fuerza axial.

$t$  será incrementado en un 30% según Reglamento, debido a momentos y cargas de sismo.

Para cada columna y/o placa se ha realizado un pre-dimensionamiento de las zapatas sobre la base de las cargas y momentos actuantes, verificando que el esfuerzo actuante no supere al admisible del suelo.

La determinación de los esfuerzos de rotura se realizará amplificando la carga axial y el momento flector considerando la hipótesis más crítica, con ello se determinará la excentricidad para la carga última en el sentido en que se está analizando la zapata y posteriormente se determinará el valor del esfuerzo último en el terreno de acuerdo con las ecuaciones anteriormente mencionadas, obteniendo posteriormente el diseño final.

### **Ejemplo de diseño de Zapata Combinada**

El ejemplo del diseño de la zapata combinada es la ZC-1 (zapata para las Placas P-20):

El diseño como zapata combinada se debió principalmente a la superposición de áreas de las 2 zapatas aisladas, con lo cual se encontrará el punto de paso de la resultante y posteriormente el área de la zapata combinada se deberá centrar con respecto a este punto.

Sabiendo que, para zapatas:  $t = 2.12 \text{ kg/cm}^2 \text{ crt} = 21.21 \text{ tn/m}^2$

Placa P-20: (Derecho)

$$M_{cm} = 0.454 \text{ tn-m} \quad M_{cv} = 0.15 \text{ tn-m} \quad M_{cs} = 0.003 \text{ tn-m}$$

$$P_{cm} = 212.552 \text{ tn} \quad P_{cv} = 69.126 \text{ tn} \quad P_s = 1.433 \text{ tn}$$

Placa P-20 (Izquierdo)

$$M_{cm} = 0.546 \text{ tn-m} \quad M_{cv} = 0.182 \text{ tn-m} \quad M_{cs} = 0.004 \text{ tn-m}$$

$$P_{cm} = 202.397 \text{ tn} \quad P_{cv} = 64.612 \text{ tn} \quad P_s = 1.347 \text{ tn}$$

#### Dimensionamiento:

Hallamos la resultante.

$$R_1 = 212.552 + 69.126 + 1.433 = 283.110 \text{ tn. (Para Placa P-20)}$$

$$R_2 = 202.397 + 64.612 + 1.347 = 268.356 \text{ tn. (Para Placa P-20)}$$

$$R_t = R_1 + R_2 = 551.466 \text{ tn}$$

Resolviendo el equilibrio de fuerzas, resulta que su posición es a 1.3115 m a la derecha de la Placa P-20. La zapata combinada será centrada con respecto a esta ubicación.

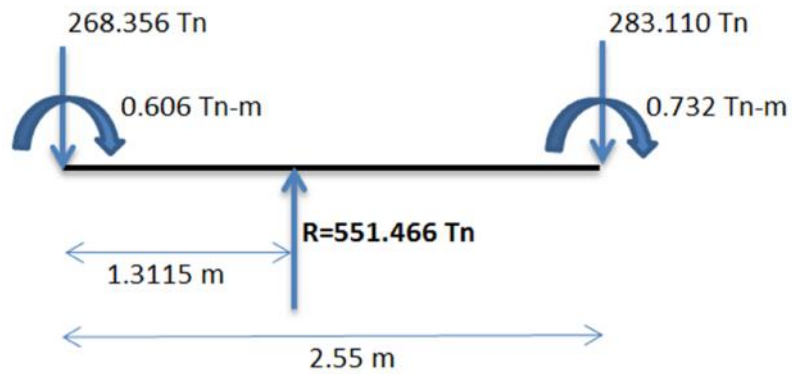


Figura 33: Ubicación de la Resultante

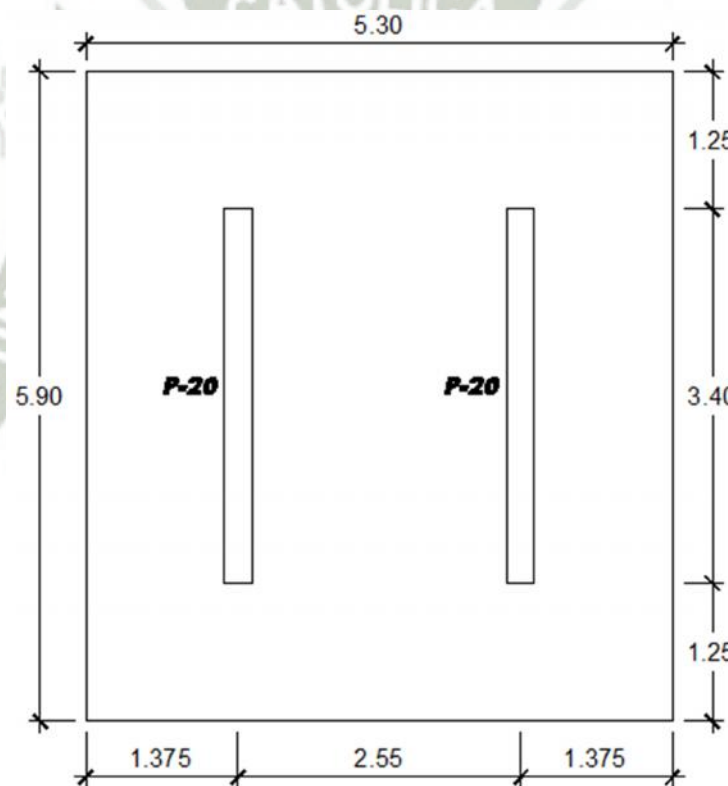


Figura 34: Zapata Combinada

Probamos con  $L = 5.90$  m  $B = 5.30$  m y  $h = 0,50$  m; se verificará el esfuerzo:

Peso total= 551.466 tn

Momento total = 1.338 tn

( $e = M/P = 0.00242\text{m}$ ) < ( $L/6 = 5.3/6 = 0.88\text{ m}$ ), en la ecuación

$$\sigma = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \Rightarrow \sigma < \sigma_t$$

$$\sigma = \frac{551.466}{31.27} \left( 1 + \frac{6(0.00242)}{5.30} \right) = 17.636(1 + 0.00274) = 17.68 \text{ tn/m}^2$$

Hallamos la carga efectiva del terreno

$$\sigma_{ef} = \sigma_{adm} - H_s * \gamma_s - \gamma_c z - S/C$$

$\sigma_{ef}$  = Carga efectiva del terreno

$\sigma_{adm}$  = Carga admisible del suelo

$H_s$  = Altura de terreno

$\gamma_s$  = Peso específico del suelo

$\gamma_c$  = Peso específico del concreto de zapata

$z$  = Altura de la zapata

$S/C$  = Sobrecarga (para garaje)

$$\sigma_{ef} = 21.21 - 1.5 * 1.801 - 0.5 * 2.4 - 0.25 = 17.06 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_t = 1.30 (\sigma_{ef}) = 1.3(17.06) = 22.176 \text{ Tn/m}^2$$

<  $t$  cumple, por tanto se mantiene las dimensiones de la zapata combinada.

### Cargas últimas:

Analizamos para las diferentes hipótesis para obtener el estado más crítico.

#### 1era hipótesis (sismo X-X: crítico):

$$P_{uC1} = 1,4 (212.552) + 1.7 (69.126) = 297.57 + 117.51 = 415.08 \text{ tn}$$

$$P_{uC3} = 1,4 (202.397) + 1.7 (64.612) = 283.36 + 109.84 = 393.20 \text{ tn}$$

$$P_u = 415.08 + 393.20 = 808.28 \text{ tn}$$

Sentido X-X

$$Mu_{C1} = 1.4 (0.454) + 1.70 (0.150) = 0.636 + 0.255 = 0.891 \text{ tn-m}$$

$$Mu_{C3} = 1.4 (0.546) + 1.70 (0.182) = 0.7644 + 0.31 = 1.07 \text{ tn-m.}$$

$$Mu = 0.891 + 1.07 = 1.961 \text{ tn-m}$$

$$e = 1.961 / 808.28 = 0.0024 \text{ m} < 0.88 \text{ m} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{808.28}{31.27} \left( 1 + \frac{6(0.0024)}{5.30} \right) = 25.848 * 1.0027 = 25.92 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = \frac{808.28}{31.27} \left( 1 - \frac{6(0.0024)}{5.30} \right) = 25.848 * 0.9973 = 25.78 \text{ tn/m}^2$$

Calculamos la carga distribuida para 1m de zapata.

$$Wu1 = 25.92 \text{ tn/m}$$

$$Wu2 = 25.78 \text{ tn/m}$$

**Para la 2da hipótesis**

$$Pu_{C1} = 1.25 (212.552 + 69.126) + 1.433 = 353.53 \text{ tn.}$$

$$Pu_{C3} = 1.25 (202.397 + 64.612) + 1.347 = 335.11 \text{ tn.}$$

$$Pu = 353.53 + 335.11 = 688.64 \text{ tn}$$

Sentido X-X

$$Mu_{C1} = 1.25 (0.454 + 0.15) + 0.003 = 0.758 \text{ tn-m.}$$

$$Mu_{C3} = 1.25 (0.546 + 0.182) + 0.004 = 0.914 \text{ tn-m.}$$

$$Mu = 0.758 + 0.914 = 1.672 \text{ tn-m.}$$

$$e = Mu / Pu = 1.672 / 688.64 = 0.00243 \text{ m} < L/6 = 0.88 \text{ OK.}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{688.64}{31.27} \left( 1 + \frac{6(0.00243)}{5.30} \right) = 22.022 * 1.0027 = 22.08 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = \frac{688.64}{31.27} \left( 1 - \frac{6(0.00243)}{5.30} \right) = 22.022 * 0.9972 = 21.96 \text{ tn/m}^2$$

$$u1 = 22.08 \text{ tn/m}^2$$

$$u2 = 21.96 \text{ tn/m}^2$$

La carga distribuida trapezoidal última la consideramos por metro lineal, por lo tanto:

$$Wu1 = 22.08 (1.0) = 22.08 \text{ Tn/m}$$

$$Wu2 = 21.96 (1.0) = 21.96 \text{ Tn/m}$$

Para la 4ta hipótesis el valor Wu2 es más crítico para construir la envolvente de presiones.

$$PuC1 = 0.9 (212.552) + 1.433 = 191.297 + 1.433 = 192.73 \text{ Tn.}$$

$$PuC3 = 0.9 (202.397) + 1.347 = 182.157 + 1.347 = 183.504 \text{ Tn.}$$

$$Pu = 192.73 + 183.504 = 376.234 \text{ Tn.}$$

Sentido X-X

$$Mu C1 = 0.9 (0.454) + 0.003 = 0.4086 + 0.003 = 0.412 \text{ Tn-m}$$

$$Mu C3 = 0.9 (0.546) + 0.004 = 0.4914 + 0.004 = 0.495 \text{ Tn-m}$$

$$Mu = 0.412 + 0.495 = 0.907 \text{ tn-m.}$$

$$e = Mu / Pu = 0.907 / 376.234 = 0.00241 \text{ m} < L/6 = 0.88 \text{ OK}$$

$$\sigma u1 = \frac{376.234}{31.27} \left( 1 + \frac{6(0.00241)}{5.30} \right) = 12.032 * 1.0027 = 12.06 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma u2 = \frac{376.234}{31.27} \left( 1 - \frac{6(0.00241)}{5.30} \right) = 12.032 * 0.9973 = 12.00 \text{ tn/m}^2$$

$$u1 = 12.06 \text{ tn/m}^2$$

$$u2 = 12.00 \text{ tn/m}^2$$

La carga distribuida trapezoidal última la consideramos por metro lineal, por lo tanto:

$$Wu1 = 12.06 (1.0) = 12.06 \text{ Tn/m}$$

$$Wu2 = 12.00 (1.0) = 12.00 \text{ Tn/m}$$

Entonces: tenemos valores más críticos para la primera hipótesis

$$Wu1 = 25.92 \text{ tn/m}$$

$$Wu2 = 25.78 \text{ tn/m}$$

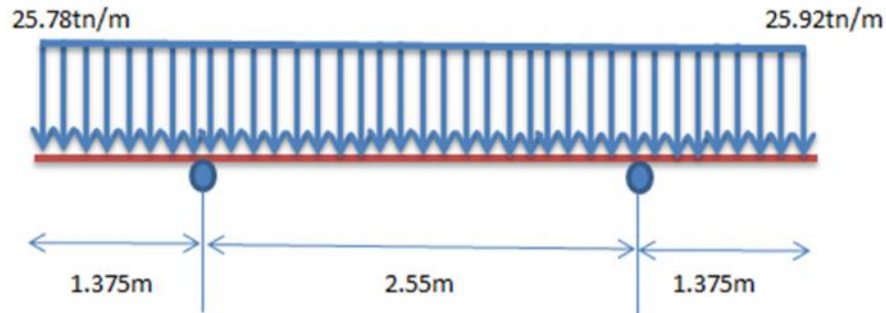


Figura 35: Cargas Últimas de la Zapata Combinada

Diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes:

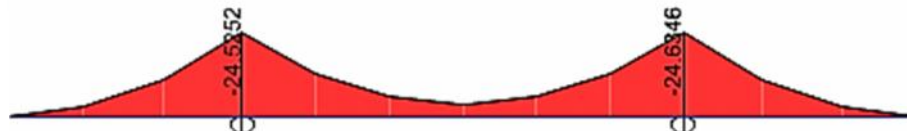


Figura 36: Diagrama de Momentos en la Zapata Combinada

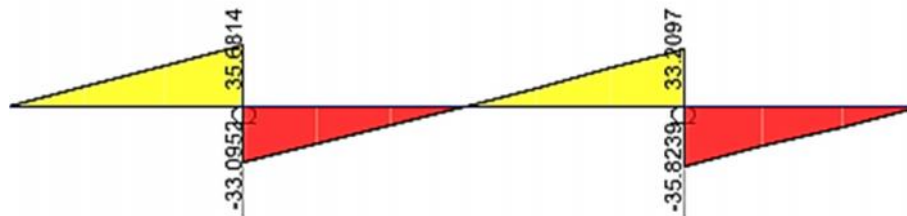


Figura 37: Diagrama de Cortantes en la Zapata Combinada

Chequeo por cortante:

Sabiendo que  $d = h - 10 = 110$  cm, entonces el máximo cortante a una distancia "d" de la cara de la placa es:  $V_u = 18.16$  tn y  $V_u / = 21.36$  tn.

$$V_c = 0.53\sqrt{210}(100)(110) = 84.48 \text{ Tn}$$

$V_u / < V_c$  ok!

Chequeo por punzonamiento:

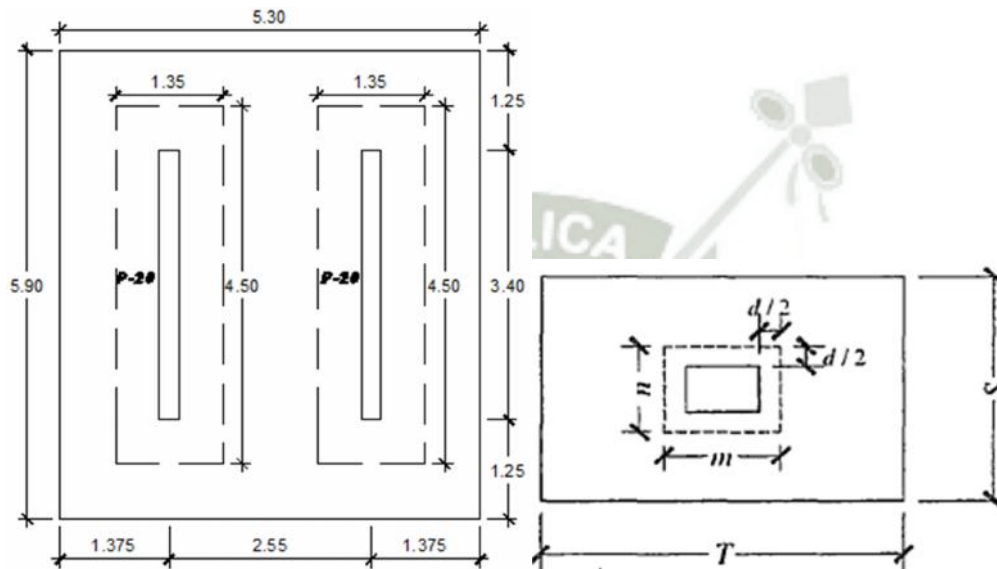


Figura 38: Punzonamiento Zapata Combinada

Para  $d = 110$  m

Hallamos

$b_o$  = Perimétrico crítico

Para la placa P-20

$$n = d + a = 110\text{cm} + 340\text{cm} = 450\text{cm}$$

$$m = d + c = 110\text{cm} + 25\text{cm} = 135\text{cm}$$

$$b_o = 2(n) + 2(m) = 2 \cdot 450\text{cm} + 2 \cdot 135\text{cm} = 900\text{cm} + 270\text{cm} = \mathbf{1170\text{cm}}$$

**Hallamos el cortante de punzonamiento ( $V_{up}$ )**

Para P-20 (Derecha)

Escogemos el  $P_u$  más crítico (1era hipótesis)

$$V_{up} = P_u - ( \cdot A_p )$$

$A_p$  = Área de punzonamiento de la columna

$$V_{up} = 808.28 \text{ tn} - (21.21 \text{ tn/m}^2 \cdot (3.80 \cdot 0.65 \text{ m}^2)) = 755.89 \text{ tn}$$

$$V_{up} / \cdot = 755.89 \text{ tn} / 0.85 = 889.28 \text{ tn}$$

El valor que resiste el concreto en el área de punzonamiento, se halla con el menor valor de las siguientes ecuaciones:

Primer Valor

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o$$

Donde  $\beta$  = Diámetro mayor de columna / diámetro menor de la columna

2

Segundo Valor

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left( 2 + \alpha_s \cdot \frac{d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde  $\alpha_s$  depende del caso de la columna como se muestra a continuación

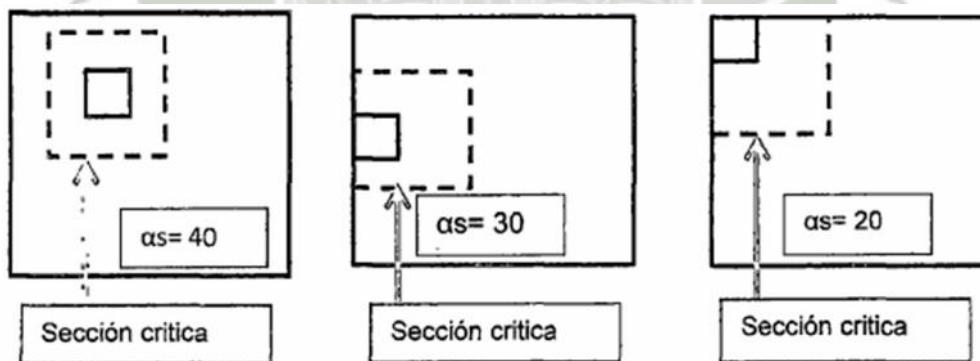


Figura 39: Valores de  $\alpha_s$  según caso

Tercer Valor

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Hallarnos el menor valor de  $V_c$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \overline{f}'c * b o$$

$$= 3.40/0.25 = 13.60$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \left( 1 + \frac{2}{13.60} \right) \overline{f}'c * b o$$

$$\phi V_c = \mathbf{0.5167} \overline{f}'c * b o$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left( 2 + \alpha s * \frac{d}{b o} \right) \overline{f}'c * b o d$$

s= 40 (según el caso de la columnas)

$$\phi V_c = 0.85 * 0.27 \left( 2 + 40 * \frac{40}{890} \right) \overline{f}'c * b o d$$

$$\phi V_c = \mathbf{0.872} \overline{f}'c * b o d$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \overline{f}'c * b o d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 \overline{f}'c * b o d$$

$$\phi V_c = \mathbf{0.90} \overline{f}'c * b o d$$

El menor valor para  $V_c$  es de:

$$\phi V_c = \mathbf{0.5167} \overline{f}'c * b o d$$

$$\phi V_c = \mathbf{0.5167} \sqrt{210} * 1170 * 110 = \mathbf{963,666.26kg} = \mathbf{963.67 tn}$$

$V_c > V_{up}$

963.67 tn > 889.28 tn ok!

Chequeo por flexión:

Se calculará el área de acero requerida para los momentos del diagrama considerando los momentos a la cara de la columna.

Para un b = 100cm y d = 110cm:

$$Mu (-) = 7.034 \text{ tn-m}$$

$$Mu = \phi * As * Fy * 0.9 * d$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * Fy * 0.9 * d}$$

$$As = \frac{7.034 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 110} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As= 1.88 cm<sup>2</sup> /m (en un metro de ancho de la Zapata)

As= 3.82cm<sup>2</sup>

Ø1/2" @ 0,60 cm.

Como es menor que acero mínimo.

Tenemos acero mínimo

$$Amín = 0.0018 * h * b == 0.0018 * 110 * 100 = 19.80 \text{ cm}^2$$

Tenemos una separación de S= 25.60cm

Entonces usamos

Ø 1" @ 0.25 cm.

## CAPITULO V: CÁLCULO Y DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA

En este capítulo se desarrollan los métodos de diseño empleados para cada uno de los elementos estructurales del proyecto; las losas, vigas, placas y columnas, han sido diseñadas de acuerdo a las consideraciones de Reglamento y tomando como base los esfuerzos hallados en el análisis sísmico y el análisis estructural por cargas de gravedad. Para cada caso se muestran uno o más ejemplos que corresponden a elementos de la edificación.

### 5.1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

El diseño de las losas aligeradas ha sido de la siguiente manera: siguiendo con el pre dimensionamiento tenemos losas aligeradas de  $h=20\text{cm}$ , para todos los pisos de la edificación, para poder tener este predimensionamiento se ha armado las losas aligeradas en una sola dirección cuya luz era la menor para los diferentes tramos.

Se ha buscado que entre los pisos haya uniformidad por lo que se tiene un armado de losa igual para los pisos primero al doceavo.

De las envolventes obtenidas en el análisis estructural, se obtienen los momentos y cortantes últimas de diseño, para la mayoría de los casos se tiene áreas de acero menores que la calculada con la cuantía máxima en el caso de flexión. Para el caso de chequeos por cortante, en las viguetas con tramos de luz considerable y presencia de tabiques, ha sido necesario realizar el ensanche de vigueta.

Para cada caso se ha chequeado las deflexiones y la fisuración en condiciones de servicio, a pesar de considerarse un peralte mayor o igual al requerido para no chequear deflexiones.

A continuación vemos el desarrollo del diseño.

#### DISEÑO POR FLEXIÓN.

El método empleado ha sido el Método de Diseño a la Rotura, de las envolventes obtenidas en el análisis estructural se obtiene los momentos y cortantes de diseño, en todos los casos los momentos se encuentran por debajo del momento de resistencia máxima por lo que no ha sido necesario utilizar ensanche por flexión en ningún caso.

Usando la expresión:

$$K_u = \frac{Mu}{bd^2}$$

Para cada valor de  $K_u$  se obtiene directamente el valor de la cuantía ( $\rho < 0.75 \rho_b$ ). El área de acero ( $A_s$ ) se calcula con la siguiente ecuación:  $A_s = \rho b d$

En los apoyos extremos de los aligerados continuos, que no presentan tramos en volado, según el análisis estructural el momento es nulo, se consideró  $w_{l2}/24$  debido a que en estos casos el refuerzo resulta ser el mínimo.

Se consideró la altura de la losa aligerada de 20cm, por lo tanto las dimensiones de la vigueta serán:

$$h = 20\text{cm}, h_w = 5\text{cm}, b_w = 10\text{cm}, b = 40\text{cm}$$

De acuerdo con la norma NTE-060, el recubrimiento para el refuerzo de losas aligeradas es de 2cm. Asimismo se considera un peralte efectivo  $d = h - 3 \Rightarrow d = 17\text{cm}$ .

### DISEÑO POR CORTE

El valor de cortante último de diseño es el valor que se tiene del diagrama de cortantes a una distancia "d" de la cara del apoyo, y conociendo que la resistencia al corte del concreto está dado por:

$$V_c = 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w d$$

Debiéndose cumplir:  $V_u / \phi < V_c$

Por ende la resistencia nominal al corte será asumida íntegramente por el concreto, siendo  $b_w$  el ancho sobre el cual se va a chequear el cortante, para el caso de losa aligerada, este valor es de 10 cm.

**Ejemplo de diseño:** A continuación se muestra, el diseño a flexión y el diseño por cortante del aligerado del sexto nivel, considerando el metrado de cargas por metro lineal/ vigueta se tiene:

### Carga muerta

Peso propio = 300kg/m<sup>2</sup>

Piso terminada = 100 kg/m<sup>2</sup>

### Carga Viva

Sobrecarga = 200 kg/m<sup>2</sup>

Carga últimas:

$$W_u = 1,4W_{cm} + 1,7W_{cv}$$

$$W_{cm} = 400 \text{ Kg/m} \times 1.4 = 560 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{cv} = 200 \text{ kg/m} \times 1.7 = 340 \text{ kg/m}^2$$

### Cargas últimas por vigueta:

$$W_{cm} = 560 \times 0.40 = 224 \text{ kg/m}$$

$$W_{cv} = 340 \times 0.40 = 136 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 360 \text{ kg/m}$$

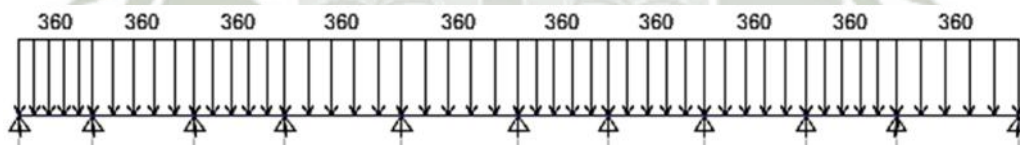


Figura 40: Metrado de Cargas del Aligerado Bloque A

Obtenemos los diagramas de Momentos flectores:

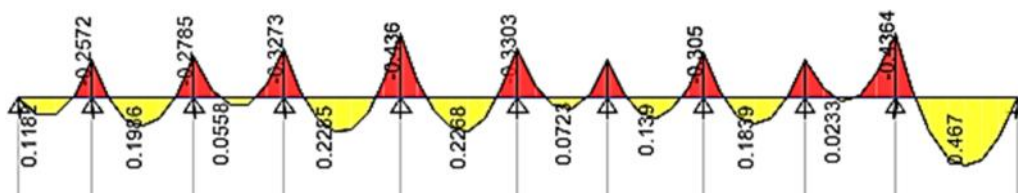


Figura 41: Diagrama de Momentos Flectores del Aligerado Bloque A

Para un  $b_w = 10\text{cm}$ ,  $b = 40\text{cm}$  y un  $d = 17\text{ cm}$ , y utilizando las Ecuaciones, se obtiene para cada tramo el área de acero:

Para momentos positivos se tiene compresión arriba y tracción abajo. Suponiendo que el bloque comprimido no exceda los  $5\text{cm}$  de losa se tiene.

$$b = 40\text{ cm}$$

Y la vigueta trabaja como una viga rectangular.

En la sección de momento negativo, al tenerse la tracción en la zona superior y la compresión en la inferior, el diseño deberá considerarse como una viga de  $b_w = 10\text{ cm}$ .

Se debe considerar que cuando se trabaja con vigas T, y el diseño ha considerado el ancho  $b$  (rectangular), no debe aplicarse el fierro mínimo a este ancho, si no a  $b_w$ .

### **CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA EN LOSAS ALIGERADAS**

La cuantía mínima para las viguetas, con barras corrugadas, en nuestro caso será.

$$\min = 0.0039$$

El área mínima de refuerzo es:

$$A_{\min} = \min \times b \times d = 0.0039 \times 10 \times 17 = 0.663\text{ cm}^2$$

Cuantía máxima:

$$f'_c = 420 \Rightarrow \beta_1 = 0.75$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \times 6000}{f_y(6000 + f_y)} = 0.75 \frac{0.85 \times 420 \times 0.75 \times 6000}{4200(6000 + 4200)} = 0.02812$$

Tabla 32: Acero de Distribución para momentos negativos

MOMENTO POSITIVO ( se usa b=40cm)							
Tramo	M(tn-m)	Ku=Mu/bd <sup>2</sup>		> min	< max	As= bd	Fierro
1er Tramo	0.118	1.022	0.00026	se usa min	ok	2.652	1Ø 3/4"
2do tramo	0.199	1.718	0.00046	se usa min	ok	2.652	1Ø 3/4"
3er tramo	0.056	0.483	0.00013	se usa min	ok	2.652	1Ø 3/4"
4to tramo	0.229	1.977	0.00053	se usa min	ok	2.652	1Ø 3/4"
5to tramo	0.227	1.962	0.00051	se usa min	ok	2.652	1Ø 3/4"
6to tramo	0.072	0.625	0.00016	se usa min	ok	2.652	1Ø 3/4"
7mo tramo	0.139	1.202	0.00032	se usa min	ok	2.652	1Ø 3/4"
8vo tramo	0.184	1.591	0.00043	se usa min	ok	2.652	1Ø 3/4"
9no tramo	0.023	0.202	0.00006	se usa min	ok	2.652	1Ø 3/4"
10mo tramo	0.467	4.040	0.00107	se usa min	ok	2.652	1Ø 3/4"

Tabla 33: Acero de Distribución para momentos positivos

MOMENTO NEGATIVO ( se usa b=10cm)							
Tramo	M(tn-m)	Ku=Mu/bd <sup>2</sup>		> min	< max	As= bd	Fierro
1er Tramo	0.257	8.900	0.00241	se usa min	ok	0.663	1Ø 3/8"
2do tramo	0.279	9.637	0.00259	se usa min	ok	0.663	1Ø 3/8"
3er tramo	0.327	11.325	0.00306	se usa min	ok	0.663	1Ø 3/8"
4to tramo	0.436	15.087	0.00412	0.00412	ok	0.700	1Ø 3/8"
5to tramo	0.330	11.429	0.00306	se usa min	ok	0.663	1Ø 3/8"
6to tramo	0.249	8.619	0.00229	se usa min	ok	0.663	1Ø 3/8"
7mo tramo	0.305	10.554	0.00282	se usa min	ok	0.663	1Ø 3/8"
8vo tramo	0.260	9.000	0.00241	se usa min	ok	0.663	1Ø 3/8"
9no tramo	0.436	15.100	0.00412	0.00412	ok	0.700	1Ø 3/8"

Verificación para los momentos positivos de que la vigueta actúa como una viga rectangular de b=40cm

Momento positivo del décimo tramo  $M_u (+) = 0.467$  tn

b=40cm d= 17cm

$b \times d = 40 \times 17$        $b \times d^2 = 11560$        $K_u = M_u / b d^2$

$K_u = 4.04$        $p = 0.00107$

$A_s = 0.0039 \times 40 \times 17 = 2.652$  cm<sup>2</sup>

Verificación del bloque comprimido:

$$A_s F_y = 0.85 f' c b a$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f' c b}$$

$$a = \frac{2.652 \times 4200}{0.85 \times 420 \times 40} = 0.78 \text{ cm}$$

Como:  $a = 0.78 \text{ cm}$ , que es menor a  $5 \text{ cm}$  (espesor de la losa) la suposición es correcta, y se puede concluir que la vigueta trabaja como una viga rectangular de ancho  $b = 40 \text{ cm}$ .

### RESUMEN DEL ACERO COLOCADO:

Por razones de corte de acero y de proceso constructivo se colocó el acero como sigue:

Tabla 34: Resumen de acero de Distribución

MOMENTO POSITIVO			MOMENTO NEGATIVO		
Tramo	M(tn-m)	Fierro	Tramo	M(tn-m)	Fierro
1er Tramo	0.118	1Ø 3/4"	1er Tramo	0.257	1Ø 3/8"
2do tramo	0.199	1Ø 3/4"	2do tramo	0.279	1Ø 3/8"
3er tramo	0.056	1Ø 3/4"	3er tramo	0.327	1Ø 3/8"
4to tramo	0.229	1Ø 3/4"	4to tramo	0.436	1Ø 3/8"
5to tramo	0.227	1Ø 3/4"	5to tramo	0.330	1Ø 3/8"
6to tramo	0.072	1Ø 3/4"	6to tramo	0.249	1Ø 3/8"
7mo tramo	0.139	1Ø 3/4"	7mo tramo	0.305	1Ø 3/8"
8vo tramo	0.184	1Ø 3/4"	8vo tramo	0.260	1Ø 3/8"
9no tramo	0.023	1Ø 3/4"	9no tramo	0.436	1Ø 3/8"
10mo tramo	0.467	1Ø 3/4"			

### ACERO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

La cuantía mínima, para losas donde se usan barras corrugadas es  $p=0.0039$ . En nuestro caso, para una sección de  $1.0 \text{ m}$  de ancho, el área mínima será:

$$A_s = 0.0039 \times 5 \times 100 = 1.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La separación mínima ( $S$ ) del refuerzo a colocarse será menor o igual a 5 veces el espesor de la losa, sin exceder de  $45 \text{ cm}$ .

Para nuestro caso para  $\text{Ø}3/8"$  ( $0.71 \text{ cm}^2$ ) tenemos:

$$S = 0.71 / 1.95 = 0.36 \text{ m}$$

$$S_{\text{min}} = 5 \times 5 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará: 1 Ø3/8" @ 25 cm.

Este refuerzo calculado, en el caso de losas estructurales en una dirección, se ubica perpendicular al refuerzo por flexión colocado en las viguetas.

Del análisis estructural se tiene el siguiente diagrama de fuerzas cortantes:

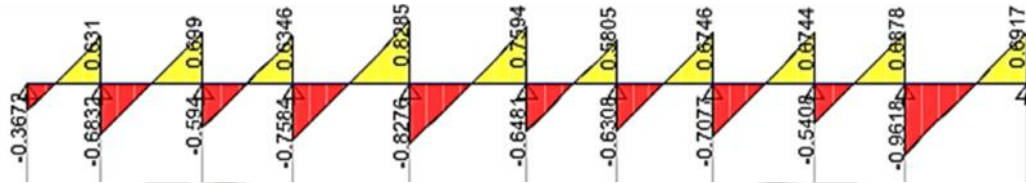


Figura 42: Diagrama de Fuerzas Cortantes del Aligerado Bloque A

$$V_c = 1.1(0.53)\sqrt{420}(10)(17) = 2.031 \text{ tn}$$

Para el caso más crítico a una distancia "d":  $V_u = 0.89 \text{ tn}$ ; entonces  $V_u/ = 1.05 \text{ tn}$ , por tanto:  $V_u/ \leq V_c$  ok!

Por consiguiente, no es necesario hacer ensanches de vigueta por corte, debido a que el concreto asume todos los esfuerzos de corte.

## 5.2. DISEÑO DE LOSA MACIZAS

### DISEÑO POR FLEXIÓN.

La Norma E.060 Concreto Armado señala que se debe proveer a las losas de una cuantía mínima de acero de refuerzo de 0.0039.

Las mallas de acero distribuido en la losa (superior e inferior) serán consideradas al momento del diseño y se empleará acero de refuerzo adicional (bastón) en las zonas que lo requieran para lograr que  $M_n \leq M_u$

### DISEÑO POR CORTE.

Para un diseño adecuado de las secciones transversales sujetas a fuerza cortante se debe lograr que  $V_n \leq V_u$

En las losas macizas no se colocan estribos para resistir fuerzas cortantes, por lo cual la resistencia estará dada íntegramente por el aporte del concreto.

La capacidad resistente a cortante de una losa maciza de 20 cm de altura es:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (\sqrt{420}) \times 100 \times 17 = 15.695 \text{ tn/ml}$$

### EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

La losa maciza que analizaremos será la que se encuentra en el treceavo nivel, tomando los resultados de momento flector y fuerza cortante obtenida en el análisis por el programa Etabs, se realiza el diseño para el momento flector y fuerza cortante tomando los valores máximos que nos da la envolvente.

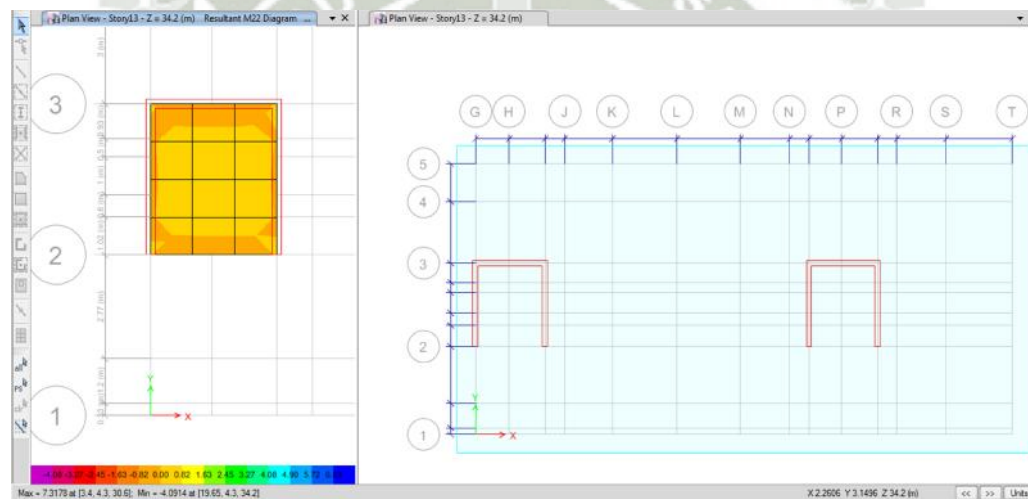


Figura 43: Momentos Flectores en losa maciza

Momentos negativos que actúan sobre la losa.

Momento  $M_u (-) = -4.0914 \text{ tn-m}$

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm}$

$b \times d = 100 \times 17 \quad b \times d^2 = 28900 \quad K_u = M_u / b d^2$

$K_u = 14.15 \quad p = 0.00383$

$$A_s = 0.0039 \times 100 \times 17 = 6.63 \text{ cm}^2$$

Por tanto nuestro diseño será:

$$6.63 / 1.98 = 3.35 \text{ cm}^2 \text{ en un metro lineal.}$$

$$1\text{Ø}3/4" @ 0.25\text{m}$$

$$\text{Momento } \mu (+) = 7.32 \text{ tn-m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b \times d = 100 \times 17 \quad b \times d^2 = 28900 \quad K_u = \mu / b d^2$$

$$K_u = 25.33 \quad p = 0.00699$$

$$A_s = 0.00699 \times 100 \times 17 = 11.88 \text{ cm}^2$$

Por tanto nuestro diseño será:

$$11.88 / 1.98 = 6 \text{ cm}^2 \text{ en un metro lineal.}$$

$$1\text{Ø}3/4" @ 0.20\text{m}$$

Según los valores que nos da el análisis del programa, los momentos positivos, son pequeños por lo tanto el diseño de las losas para momentos positivos será con acero mínimo.

$$\text{De } 1\text{Ø}3/4" @ 0.25\text{m}$$

Para el diseño por corte tenemos que todos los valores que nos arroja el análisis son menores que los que resiste el concreto, por lo tanto nuestra losa maciza pasa por corte.

### 5.3. DISEÑO DE VIGAS

El diseño de vigas se ha realizado sobre la base de la hipótesis de diseño de elementos sometidos a esfuerzos de flexión y cortante.

## VIGAS PERALTADAS

Las vigas peraltadas son elementos estructurales de conexión, cuya función principal es resistir las cargas actuantes sobre ella y brindar rigidez lateral a la edificación, todas las cargas que resiste son transportadas hacia las columnas y placas, incluso a otras vigas, cuando las vigas son apoyadas sobre otras vigas.

En nuestro caso debido a las dimensiones de las luces libres, se tomaron vigas peraltadas de 0.25 m x 0.40 m y de longitud variable según las dimensiones de cada parte de la estructura.

## DISEÑO POR FLEXIÓN

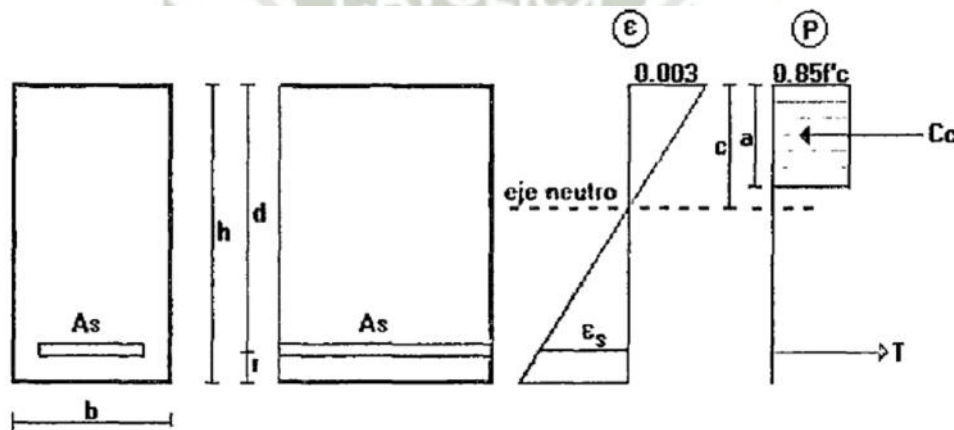


Figura 44: Estado Balanceado para diseño a flexión

El estado balanceado, se da cuando el concreto alcanza su deformación máxima al mismo tiempo que el acero llega al estado de fluencia, para dicho estado existe una cuantía, que sirve como punto de referencia para evitar que una viga sea doblemente reforzada:

Dónde:

$d$  =peralte efectivo.

$p$ = cuantía de acero.

$b$  = ancho del bloque comprimido.

$A_s$  = Área de acero en tracción.

$c$  = profundidad del eje neutro.

$a$  = profundidad del bloque de esfuerzos equivalentes.

$$W = \frac{\rho f_y}{f'c}$$

Cuantía de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$0.85 f'c b a = A_s F_y$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'c b}$$

Donde:

$$a = \frac{\rho d F_y}{0.85 f'c}$$

Tomando momentos en la ubicación de la resultante en tracción.

$M_u$  = Fuerza de compresión x distancia

$$M_u = 0.85 f'c b a (d - a/2)$$

$$M_u = A_s f_y (d - a/2)$$

$$a = w d / 0.85$$

$$M_u = 0.85 f'c \frac{b w d}{0.85} \left[ d - \frac{w d}{2 * 0.85} \right]$$

Siendo las ecuaciones utilizadas para el diseño por flexión:

$$M_u = \phi f'c b d^2 w (1 - 0.59 w)$$

De las vigas analizadas se puede indicar que en su totalidad se trata de vigas simplemente reforzadas.

De los resultados obtenidos en las envolventes, los momentos de sismo son los que predominan sobre los momentos de gravedad. El mayor refuerzo se da en las vigas

cortas que forman parte de pórticos mixtos (muros de concreto armado), debido a que se absorbe una cantidad considerable de cortante por sismo.

Con respecto al refuerzo colocado en vigas, además de cumplir con el requerimiento de acero necesario, se ha buscado uniformidad en cuanto a diámetros de barras utilizadas y longitudes de desarrollo para vigas de características similares.

### **REFUERZO MAXIMO EN TRACCIÓN.**

Para asegurar que los diseños sean subreforzados, la Norma Peruana especifica que la cuantía máxima sea menor o igual al 75% de la cuantía balanceada ( b )

$$\text{máx} = 0.75 \cdot b$$

### **DISEÑO POR CORTANTE**

En los elementos analizados el esfuerzo cortante es crítico, en todos los casos el concreto no puede resistir por sí mismo los esfuerzos cortantes y se requiere un espaciamiento muy pequeño de refuerzo transversal debido a que en las vigas analizadas las solicitaciones sísmicas son altas. Existen requisitos para elementos sismo-resistentes, estos buscan obtener diseños de elementos dúctiles capaces de disipar energía en el rango inelástico y que eviten la falla frágil en el concreto, un criterio básico para lograr esto es que la resistencia a cortante de un elemento sea mayor que su resistencia a la flexión.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sometidos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la Norma Peruana, dada por la siguiente expresión:

$$V_u \leq V_n$$

Donde  $V_u$  es la resistencia requerida por corte en la sección analizada y  $V_n$  es la resistencia nominal. La resistencia nominal estará conformada por la contribución del concreto  $V_c$  y la contribución del acero  $V_s$  de modo que:

$$V_n = V_c + V_s$$

La fuerza cortante  $V_u$  se determina a partir de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ), en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada por las cargas permanentes, con lo cual:

$$V_{ui} = (M_{ni}z_q + M_{nd}) / l_n + V_{isostático}$$

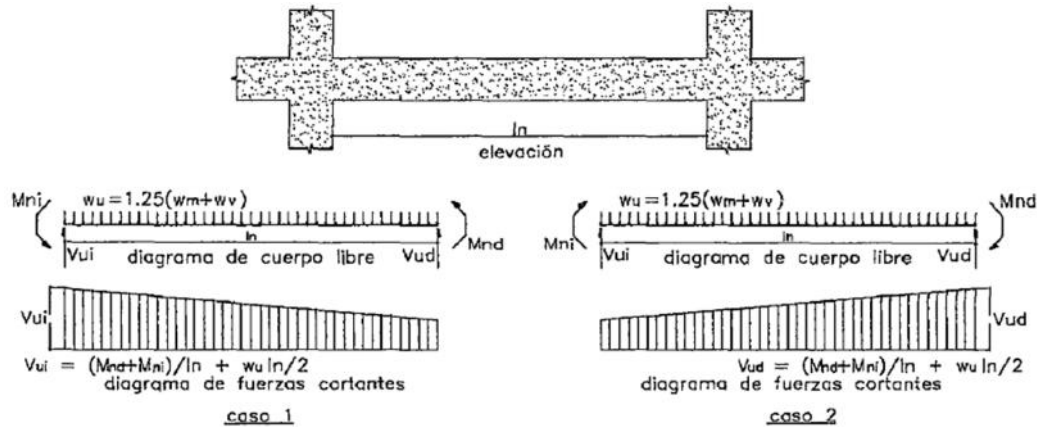


Figura 45: Fuerza cortante en diseño de vigas.

Dicho diseño por esfuerzo cortante se hará a una distancia "d" de la cara del apoyo.

La resistencia al corte del concreto está dada por la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b w d$$

Dónde:  $b w$  = ancho de la viga,  $d$  = peralte efectivo de la viga.

Si la resistencia nominal ( $V_n = V_u / \phi$ ) es mayor que la resistencia al corte del concreto se colocará refuerzo por corte dado por la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Cuando se utilicen estribos perpendiculares al eje del elemento, como en el presente caso, el refuerzo por corte será:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

De donde se deduce que:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Siendo  $A_v$  el área de refuerzo por cortante, dentro de una distancia "s", proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

$V_s$  no deberá ser mayor que:

$$V_s \max \leq 2.1\sqrt{f'c}bwd$$

Se considerará una zona de confinamiento de  $2d$ , medida desde la cara exterior de la columna hacia el centro de la luz, los estribos se colocarán en esta zona con un espaciamiento que no exceda del menor de los siguientes valores:

- \*  $0.25 d$
- \*  $10db$  ( $db$  = diámetro de la barra de menor dimensión)
- \*  $24 dc$  ( $dc$  = diámetro de la barra de estribo de confinamiento).
- \*  $30\text{cm}$ .

El primer estribo se deberá ubicar a no más de  $10\text{ cm}$  de la cara del apoyo.

El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder de  $0.5d$ .

Los estribos serán como mínimo de  $8\text{ mm}$  de diámetro para barras longitudinales de hasta  $5/8"$  de diámetro, de  $3/8"$  para barras longitudinales de hasta de  $1"$ .

En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

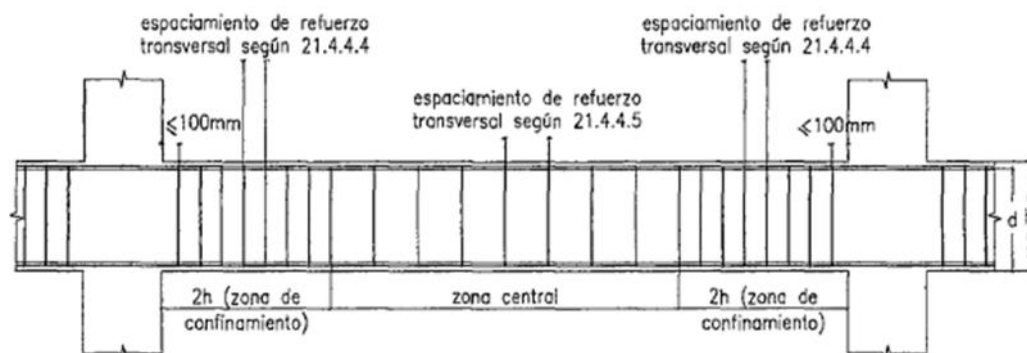


Figura 46: Requerimiento de estribos en vigas

### Ejemplo de diseño

A continuación se muestra como ejemplo el diseño de la Viga V - 18 (25 x 40) eje L.

Para un  $b=25\text{cm}$   $d=34\text{ cm}$ , se obtiene el área de acero para los 4 tramos, diseñamos para los momentos más críticos de la Viga V-18.

Este diseño sirve para la viga V-18 del 8vo nivel.

#### Primer tramo

$M_u = 6.43\text{ Tn-m (-)}$	$M_u = 5.43\text{ Tn-m (-)}$	$M_u = 3.112\text{ Tn-m (+)}$
$= 0.00611$	$= 0.00513$	$\text{min} = 0.0039$
$A_s = 5.19\text{ cm}^2$	$A_s = 4.36\text{ cm}^2$	$A_{s\text{min}} = 3.32\text{ cm}^2$
(3 Ø5/8")	(3 Ø5/8")	(2 Ø5/8")

#### Segundo tramo

$M_u = 2.30\text{ Tn-m (-)}$	$M_u = 0.43\text{ Tn-m (-)}$	$M_u = 2.10\text{ Tn-m (+)}$
$\text{min} = 0.0039$	$\text{min} = 0.0039$	$\text{min} = 0.0039$
$A_{s\text{min}} = 3.32\text{ cm}^2$	$A_{s\text{min}} = 3.32\text{ cm}^2$	$A_{s\text{min}} = 3.32\text{ cm}^2$
(2 Ø5/8")	(2 Ø5/8")	(2 Ø5/8")

#### Tercer tramo

$M_u 4.64\text{ Tn-m (-)}$	$M_u = 1.57\text{ Tn-m (-)}$	$M_u = 4.44\text{ Tn-m (+)}$
$= 0.00436$	$\text{min} = 0.0039$	$= 0.00416$
$A_s = 3.71\text{ cm}^2$	$A_{s\text{min}} = 3.32\text{ cm}^2$	$A_s = 3.54\text{cm}^2$
(2 Ø5/8")	(2 Ø5/8")	(2 Ø5/8")

#### Cuarto tramo

$M_u = 5.83\text{ Tn-m (-)}$	$M_u = 4.34\text{ Tn-m (-)}$	$M_u = 2.38\text{ Tn-m (+)}$
$= 0.00552$	$= 0.00407$	$\text{min} = 0.0039$

As= 4.69 cm<sup>2</sup>

As = 3.46 cm<sup>2</sup>

Asmin= 3.32 cm<sup>2</sup>

(3 Ø5/8")

(2 Ø5/8")

(2 Ø5/8")



Figura 47: Envolvente de Momentos de la Viga

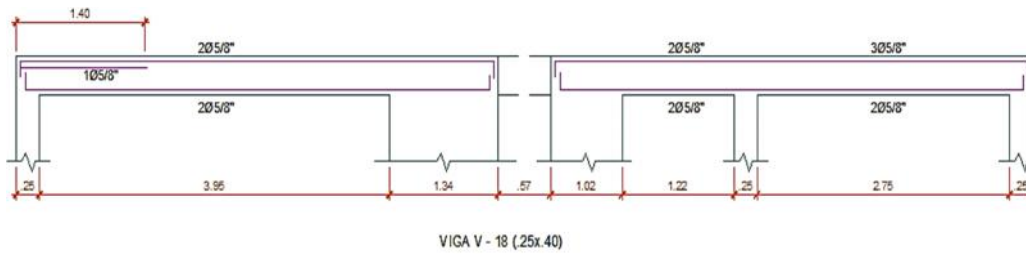


Figura 48: Refuerzo colocado en la Viga V-18

A continuación se diseñará el refuerzo por corte de la viga V -18

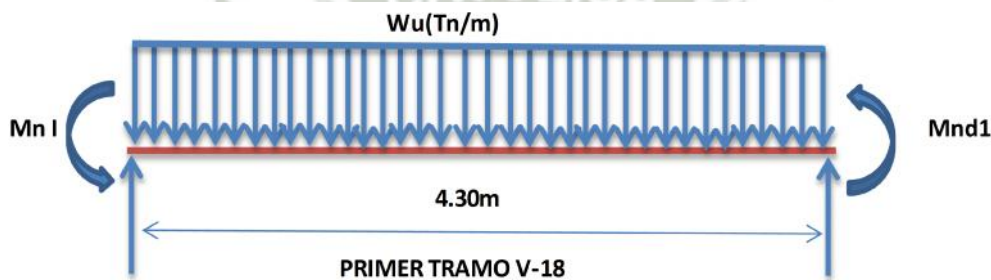


Figura 49: Cortante Isostático de la Viga V-18

Para el caso de la viga V -18 tenemos:

**En el 1er tramo**

Para hallar el Wu (tn /m)

**Carga muerta= Wm**

Peso propio de la viga=  $0.25 \times 0.40 \times 2.40 = 0.24$  tn /m

Peso de la losa=  $2.40 \times 0.40 = 0.96$  tn /m

Peso de la tabiquería= 0.34 Tn/m

$Wm = 1.54$  tn/m

**Carga viva= Wv**

$$W_v = 2.40 * 0.20 = 0.48 \text{ tn /m}$$

$$W_u = 1.25 (1.54 + 0.48)$$

$$W_u = 1.25 * (2.02)$$

$$W_u = 2.525 \text{ tn/m}$$

$$V_{ui} = (6.43 + 5.43) / 4.30 + (2.525 * 4.30 / 2) = 8.19 \text{ tn}$$

$$V_{ud} = (6.43 + 5.43) / 4.30 + (2.525 * 4.30 / 2) = 8.19 \text{ tn}$$

Comparando los valores de los cortantes isostáticos de la viga V -18 con los que nos dan por la envolvente del análisis estructural tenemos que estos últimos son un poco mayores por lo cual diseñaremos con la envolvente del análisis estructural.



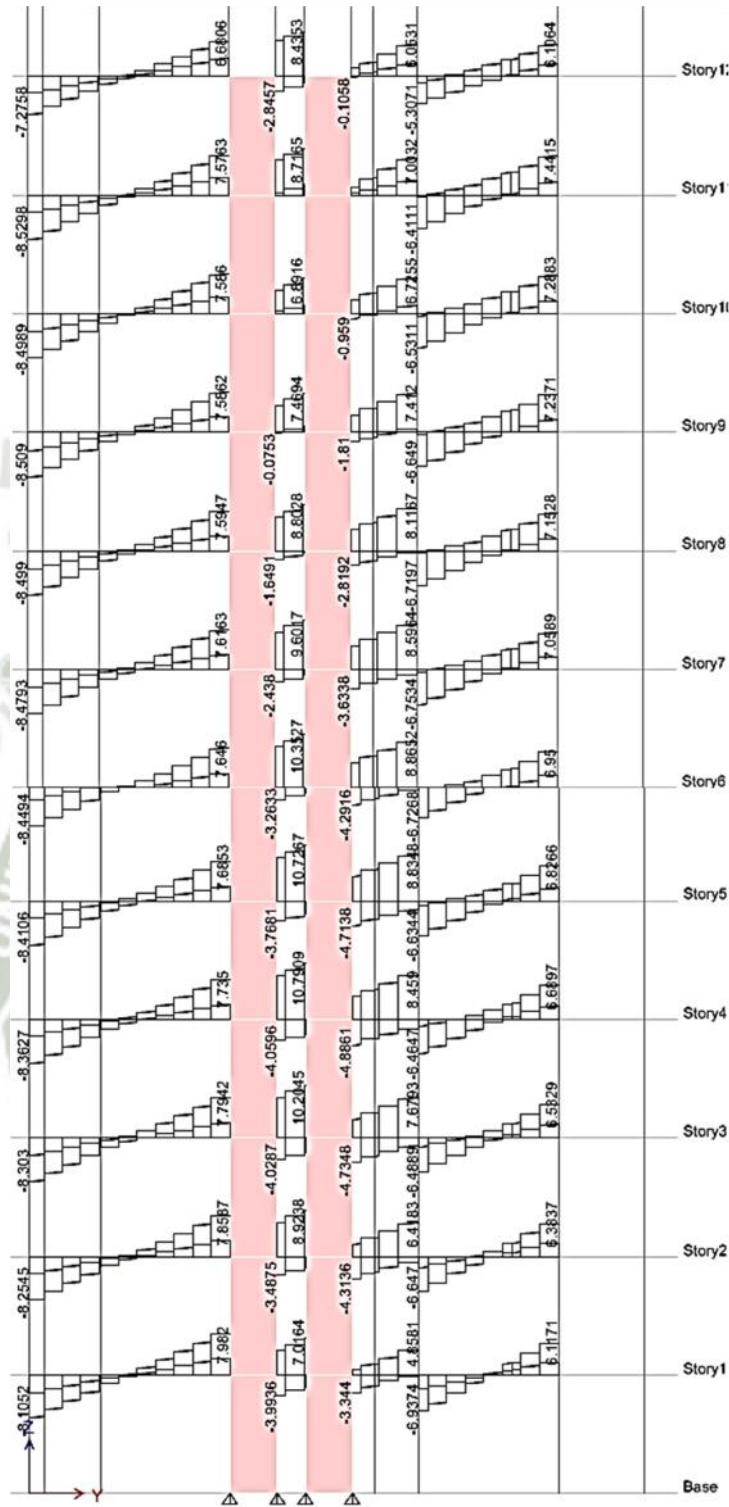


Figura 50: Envolvente de Cortante de la Viga V-18

Obtenemos el cortante a una distancia "d" del apoyo el cortante actuante ( $V_u$ ).

Por lo tanto, el refuerzo por cortante será para el 1er tramo:



Figura 51: Envolvente de Cortante de la Viga V-18, Primer Tramo

$$V_{ud} = 8.50 \text{ tn}$$

$$V_{ud}/\phi = 8.50/0.85 = 10 \text{ tn}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{420 \times 25 \times 34} = 9.232 \text{ Tn}$$

$$V_{ud}/\phi > V_c$$

Requiere de refuerzo transversal y utilizamos lo que manda el reglamento, para cumplir con los requerimientos para elementos sismoresistentes.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = 0.767 \text{ tn}$$

Considerando estribos de 3/8", calculamos el espaciamiento:

$$s = 1.42 (4200) (34)/767 = 264 \text{ cm.}$$

Se considera una zona de confinamiento de 2d, medida desde la cara exterior de la columna hacia el centro de luz.

$$L_o = 2 \times 34 = 68 \text{ cm}$$

Los estribos a colocar en esta zona tendrán un espaciamiento que no exceda del menor de los siguientes valores:

$$0.25 d = 0.25 (34) = 8.5 \text{ cm}$$

$$10 d_b = 10 (1.59 \text{ cm}) = 15.90 \text{ cm}$$

$$24 d_c = 24 (0.95 \text{ cm}) = 22.80 \text{ cm}$$

30cm.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no excederá.

$$0.5 d = 0.5 * 34 = 17 \text{ cm}$$

Por consiguiente, en la zona de confinamiento se colocará 8 estribos a 8.5 cm y en la zona fuera del confinamiento se colocarán a 17 cm.

Diseño final por corte viga V-18;  $\varnothing 3/8" 8@ 0,085$ ; Rto. @ 0.17m a c/e

#### 5.4. DISEÑO DE COLUMNA

Para la estructuración de la edificación se consideró inicialmente como elementos resistentes a cargas de gravedad y sísmicas columnas en el sentido del eje x y muros de concreto armado en el sentido del eje y, por no ser suficiente su rigidez para obtener desplazamientos permitidos por el RNE, se tuvo que colocar más placas o muros de concreto armado en el sentido del eje x y y , con lo cual se obtuvo la rigidez adecuada, por lo tanto las columnas existentes en el diseño final no juegan un papel significativo para la absorción de esfuerzos cortantes.

El diseño de las columnas se hace en base a las mismas hipótesis de flexión, pero considerando adicionalmente el problema de esbeltez, este último se efectúa con la estimación de factores que corrigen a los momentos del análisis estructural.

#### DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN

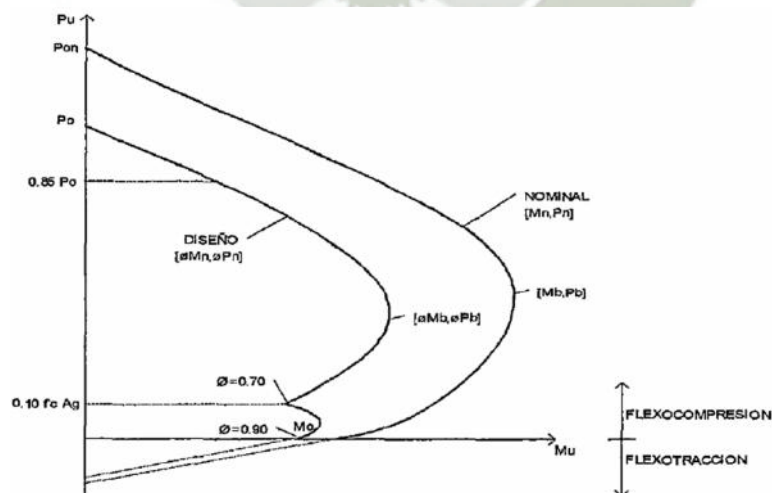


Figura 52: Diagrama de Interacción

El diseño por flexo compresión en las columnas se realiza mediante la construcción de diagramas de interacción para una distribución dada de acero. Los diagramas de interacción indican los diferentes valores de carga y momentos resistentes de una columna conforme se varía la posición del eje neutro. Los valores de diseño son los nominales afectados por un factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ), que en este caso corresponde al valor de 0.7 (columnas con estribos) para zonas de compresión y flexo compresión y de 0.9 para flexión, flexo-tracción ó tracción pura.

La resistencia axial de diseño en elementos a compresión con estribos, no debe ser mayor:

$$\phi P_{u_{max}} = 0.80\phi 0.85f'_c A_g - A_{st} + A_{st}f_y$$

Dónde:

$A_g$  = Área total de la sección transversal

$A_{st}$  = Área total del refuerzo en una sección

El reglamento contempla el problema de esbeltez evaluando factores de corrección de los momentos de 1er orden, los cuales son de 2 tipos, uno corrige el momento producido por las cargas de gravedad denominado efecto local (  $l$  ) porque evalúa a cada columna individualmente y el otro factor corrige los momentos debido a cargas de sismo los cuales producen desplazamientos laterales relativos denominado efecto global (  $g$  ) porque considera que las fuerzas laterales de sismo son absorbidas por la totalidad de las columnas y muros de corte de cada entrepiso actuando en conjunto.

Por consiguiente el momento de diseño ( $M_c$ ) será la suma del momento debido a cargas de gravedad amplificadas, proveniente del análisis de primer orden y del momento debido a las cargas de sismo amplificadas, provenientes de un análisis de primer orden.

$$M_c = l M_{uv} + g M_{us}$$

## EFFECTO LOCAL ( L )

$$\delta l = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0$$

Siendo:

$C_m$  = Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

$P_u$  = Carga actuante amplificada sobre la columna (Carga última).

$P_c$  = Carga crítica de pandeo elástico (Euler).

$\phi = 0.75$  factor de reducción de rigidez

Cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(ln)^2}$$

Donde:

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta d}$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta d}$$

$E_c$  = Modulo de elasticidad del concreto

$E_s$  = Modulo de elasticidad del acero.

$I_g$  = Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada)

$I_{se}$  = Inercia del acero de refuerzo (en la dirección analizada)

$d$  = Relación entre el momento máximo debido a carga muerta y el momento máximo debido a la carga total, siempre positivo.

$l_n$  = Luz libre de la columna en la dirección analizada considerándose la distancia entre las vigas o losas capaces de proporcionar un apoyo lateral.

El factor  $C_m$  se obtiene de la siguiente expresión:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

Para columnas cuyo desplazamiento lateral está impedido.

$C_m = 1.0$  (Para los otros casos, por ejm. cuando hay cargas transversales).

Dónde:

$M_1$  = Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna. Es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y negativo si está flexionado en doble curvatura.

$M_2$  = Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna. Siempre es positivo.

El momento:

$$M_2 \text{ } M_{2min} = P_u (15 + 0.03h)$$

En la mayoría de los casos convencionales  $M_1$  y  $M_2$  son prácticamente iguales entonces se tiene:

$$\text{Para simple curvatura: } C_m = 0.6 + 0.4 = 1$$

$$\text{Para doble curvatura: } C_m = 0.6 - 0.4 = 0.20 \text{ pero como } C_m \text{ mínimo es } 0.4$$

Los efectos locales se pueden despreciar si

$$\ln/r < 34 - 12 M_1/M_2$$

Donde  $r$  es el radio de giro de la sección transversal, para sección rectangular es  $r = 0.3h$  y para una sección circular  $r = 0.25D$ , siendo  $h$  el peralte y  $D$  el diámetro.

Con lo cual  $\phi = 1$ .

### **EFEECTO GLOBAL ( $\phi$ ).**

Para el cálculo del factor de efecto global se debe tener en consideración el tipo de edificación y el tipo de análisis efectuado, si se conocen o no las deformaciones

laterales. En nuestro caso se trata de edificaciones mixtas, donde se conocen los desplazamientos laterales de los entrepisos.

El procedimiento para hallar el efecto global es el siguiente:

$$\delta g = \frac{1}{1 - Q}$$

$$\delta g = \frac{1}{1 - \sum Pu / \emptyset \sum Pu}$$

En esta expresión Q es el índice de estabilidad del edificio y está dado por la siguiente expresión:

$$Q = \frac{\sum Pu u}{Vu h}$$

Donde

Pu=Sumatoria de cargas (axiales) de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u =Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculadas de acuerdo a un análisis de primer orden. Para el caso de fuerzas laterales de sismo "u" deberá multiplicarse por el factor de ductilidad (R) considerado en la determinación de estas fuerzas.

Vu = Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debida a las cargas laterales.

h = Altura del entrepiso considerado.

Si el índice de estabilidad Q es menor que 0.06 se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar. En este caso  $\delta g = 1$ .

Si el índice Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales deben considerarse calculando  $\delta g$  con el valor Q obtenido.

Si el índice Q es mayor a 0,25, deberá cambiarse la sección de la columna o hacerse un análisis de segundo orden.

Para la segunda expresión de  $g$  la Norma específica solo para el caso de estructuras exclusivamente conformadas por pórticos, sin muros de corte.

Como en nuestro caso tenemos muros de corte en ambas direcciones tomaremos el primer caso de la ecuación.

Los efectos de esbeltez global pueden despreciarse si:

$$\frac{K L_n}{r} < 22$$

Y debe cambiarse la sección de las columnas o realizarse un análisis de segundo orden si:

$$\frac{K L_n}{r} \geq 100$$

#### **DISEÑO POR CORTANTE.**

Se seguirán los mismos lineamientos indicados anteriormente en el acápite de vigas para calcular la resistencia del concreto y la contribución del refuerzo en la resistencia al corte, con lo cual también se evitarán las fallas frágiles, es decir, que la resistencia al corte de un elemento deberá ser mayor que su resistencia a la flexión.

La fuerza cortante ( $V_u$ ) de los elementos sometidos a flexo-compresión deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ) en los extremos de la luz libre del elemento, asociados a la fuerza axial  $P_u$  que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

El refuerzo transversal deberá cumplir con lo siguiente:

Se colocarán estribos cerrados en ambos extremos del elemento sobre una longitud de confinamiento " $l_o$ ", medida desde la cara del nudo, que no sea menor que:

- Un sexto de la luz libre de la columna.
- La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
- 45cm.

Los estribos que se encuentran en la longitud de confinamiento tendrán un espaciamiento que no debe exceder del menor de los siguientes valores:

- La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal de la columna.
- 10 cm.

El primer estribo deberá ubicarse a una distancia no mayor de S cm de la cara del nudo.

El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder a los siguientes valores:

- 16db (menor diámetro de la barra longitudinal)
- La menor dimensión de la columna.
- 30cm

El área mínima de refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo, deberá cumplir con:

$$A_v \geq 7.0 \frac{bS}{f_y}$$

Donde "b" es el ancho del nudo en la dirección que se está analizando. El espaciamiento "S" no deberá exceder de 15 cms.

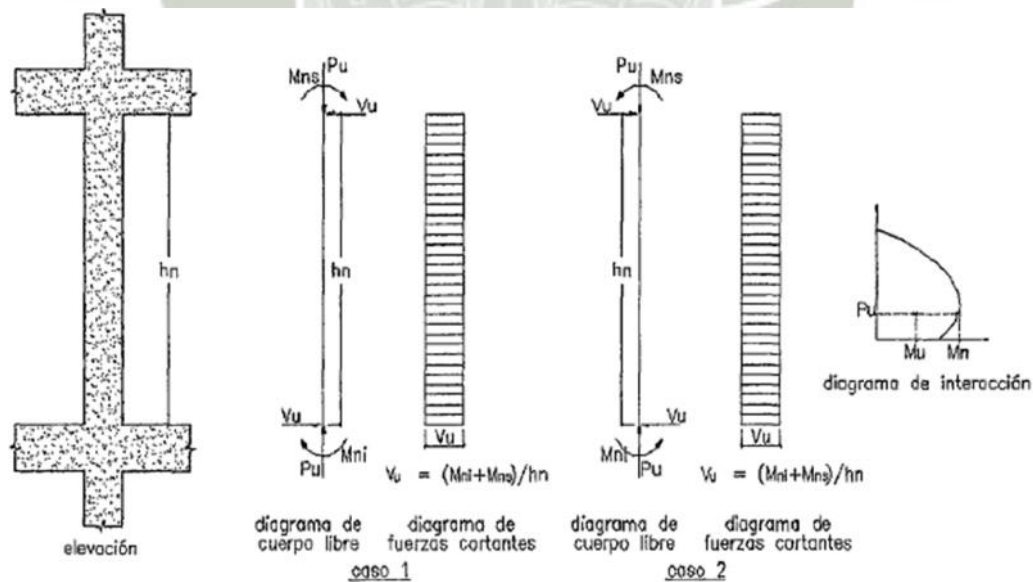


Figura 53: Fuerza Cortante para diseño de Columna

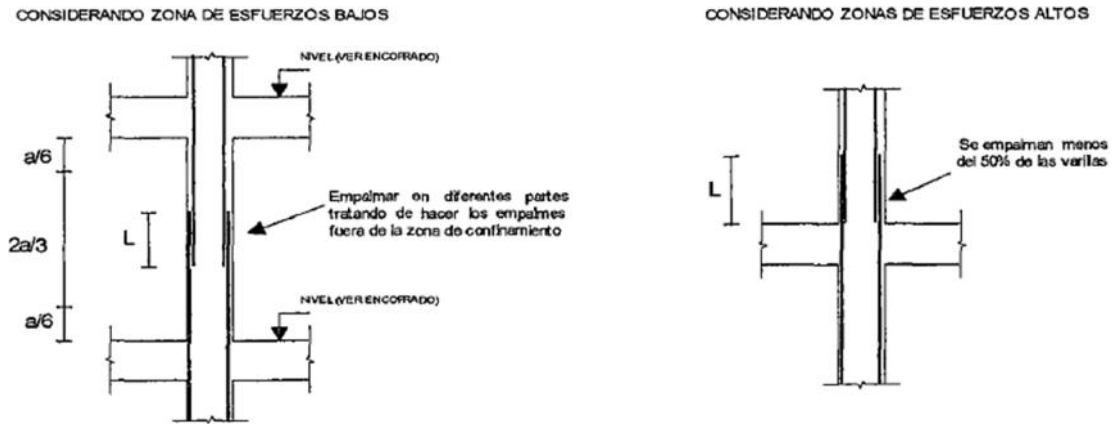


Figura 54: Empalmes de Acero para columnas

Zona de esfuerzos bajos		Zona de esfuerzos altos	
Longitud de empalme (L) m.		Longitud de empalme (L) m.	
Ø 1"	1.00	Ø 1"	1.30
Ø 3/4"	0.55	Ø 3/4"	0.70
Ø 5/8"	0.40	Ø 5/8"	0.50

Requerimiento de estribos en columnas

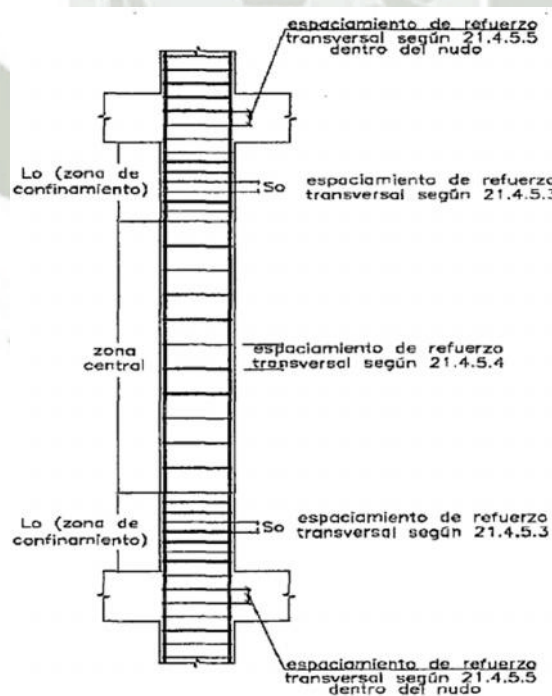


Figura 55: Requerimiento de Estribos en Columnas

### Ejemplo de diseño de columna

A continuación se diseñará la columna C-3 del 1er Nivel: para nuestro caso será la columna más crítica en cuanto a la corrección por esbeltez.

#### Efecto Local

El efecto local se puede despreciar si se verifica la siguiente expresión:

$$l_n/r < 34 - 12 * M1/M2 = 34 - 12 * M1/M2$$

M1 es el menor momento flector de diseño en el extremo de la columna y M2 es el momento mayor de diseño también en el extremo de la columna. M2 siempre es positivo y M1 es positivo si la columna esta flexionada en curvatura simple y negativo si esta curvatura doble.

En la expresión anterior “r” es el radio de giro de la sección y se calcula para secciones rectangulares como  $r = 0.3 h$  ( h es el peralte de la sección).

En nuestras columnas, la relación  $l_n/r$  mas desfavorable es cuando  $h = 0.6$  m. Para este valor la relación  $l_n/r$  es de 12.04 (considerando  $l_n = 2.55$ m).

En estructuras convencionales como la nuestra, las columnas presentaran curvatura doble en todos los casos, por lo tanto tenemos:

$$\begin{array}{l} \text{Curvatura doble} \quad M1 < 0 \text{ siempre} \\ M2 > 0 \quad \text{siempre } M1 / M2 < 0 \end{array}$$

$$- 12 M1 / M2 > 0$$

$$34 - 12 M1 / M2 > 34 > 12.04 \dots \text{OK}$$

Podemos concluir entonces que  $l_n/r$  será siempre menor a la expresión anterior cuando es curvatura doble que es en el común de los casos, por lo tanto se puede despreciar el efecto local (  $\lambda = 1$ ).

#### Efecto Global:

Para verificar que el efecto global de esbeltez no tenga incidencia, se verificó que el índice de estabilidad sea menor que 0.06.

$$Q = (\sum P_u) * \gamma / (V_u * h)$$

### Dirección X-X

Tabla 35: Efecto Global X-X

X-X	$\sum P_u$ (Act)	$0.75R_d \times \delta$	u(m)	$V_u$ (Tn)	h (m)	Q	Q<0.06
12	6.0929	0.850158	0.188924	122.0102	2.55	0.0037	ok
11	14.55	0.718349	0.159633	224.0809	2.55	0.0041	ok
10	26.369	0.594648	0.132144	316.8724	2.55	0.0043	ok
9	40.718	0.480218	0.106715	400.3847	2.55	0.0043	ok
8	57.55	0.376218	0.083604	474.6179	2.55	0.0040	ok
7	76.62	0.283779	0.063062	539.574	2.55	0.0035	ok
6	97.7	0.203882	0.045307	595.2468	2.55	0.0029	ok
5	120.52	0.137264	0.030503	641.6426	2.55	0.0022	ok
4	145.14	0.084344	0.018743	678.7592	2.55	0.0016	ok
3	170.81	0.045104	0.010023	706.5966	2.55	0.0010	ok
2	195.68	0.019008	0.004224	725.1549	2.55	0.0004	ok
1	219.08	0.004757	0.001057	734.4341	2.55	0.0001	ok

El  $\sum P_u$ , corresponde a la sumatoria de los axiales de columnas y placas, obtenido del metrado de cargas.

### Dirección Y-Y

Tabla 36: Efecto Global Y-Y

Y-Y	$\sum P_u$ (Act)	$0.75R_d \times \delta$	u(m)	$V_u$ (Tn)	h (m)	Q	Q<0.06
12	6.0929	0.06323	0.014051	122.0102	2.55	0.0003	ok
11	14.55	0.056367	0.012526	224.0809	2.55	0.0003	ok
10	26.369	0.048726	0.010828	316.8724	2.55	0.0004	ok
9	40.718	0.040698	0.009044	400.3847	2.55	0.0004	ok
8	57.55	0.032643	0.007254	474.6179	2.55	0.0003	ok
7	76.62	0.02493	0.00554	539.574	2.55	0.0003	ok
6	97.7	0.017906	0.003979	595.2468	2.55	0.0003	ok
5	120.52	0.011867	0.002637	641.6426	2.55	0.0002	ok
4	145.14	0.007034	0.001563	678.7592	2.55	0.0001	ok
3	170.81	0.003524	0.000783	706.5966	2.55	0.0001	ok
2	195.68	0.001319	0.000293	725.1549	2.55	0.0000	ok
1	219.08	0.000266	0.000059	734.4341	2.55	0.0000	ok

Cumpléndose en todos los casos la condición asignada para el índice de estabilidad, el factor de corrección ( $\gamma$ ) tomara el valor de 1 en ambas direcciones.

Por tanto el diseño de las columnas se realizó sin corregir los momentos actuantes.

$$M_c = 1 M_{uv} + g M_{us} = M_{uv} + M_{us}$$

Considerando que la segunda hipótesis es la más crítica y, observando que en el sentido X-X se presentan los momentos más altos; no será necesario evaluar en el sentido Y-Y

$$M_c = 1 M_{uv} + g M_{us} = (1)(4.47) + (1)(4.60) = 9.07 \text{ tn-m.}$$

$$P_u = 1,25(25.7735+17.9536+8.4459+0.2655) = 65.54 \text{ tn}$$

Se optó por el refuerzo dado en la siguiente figura, con el cual se procede a realizar el diagrama de interacción respectivo. Se observa que el punto ( $M_c = 9.07\text{tn-m}$ ,  $P_u=64.54\text{tn}$ ) se encuentra dentro de dicho diagrama.

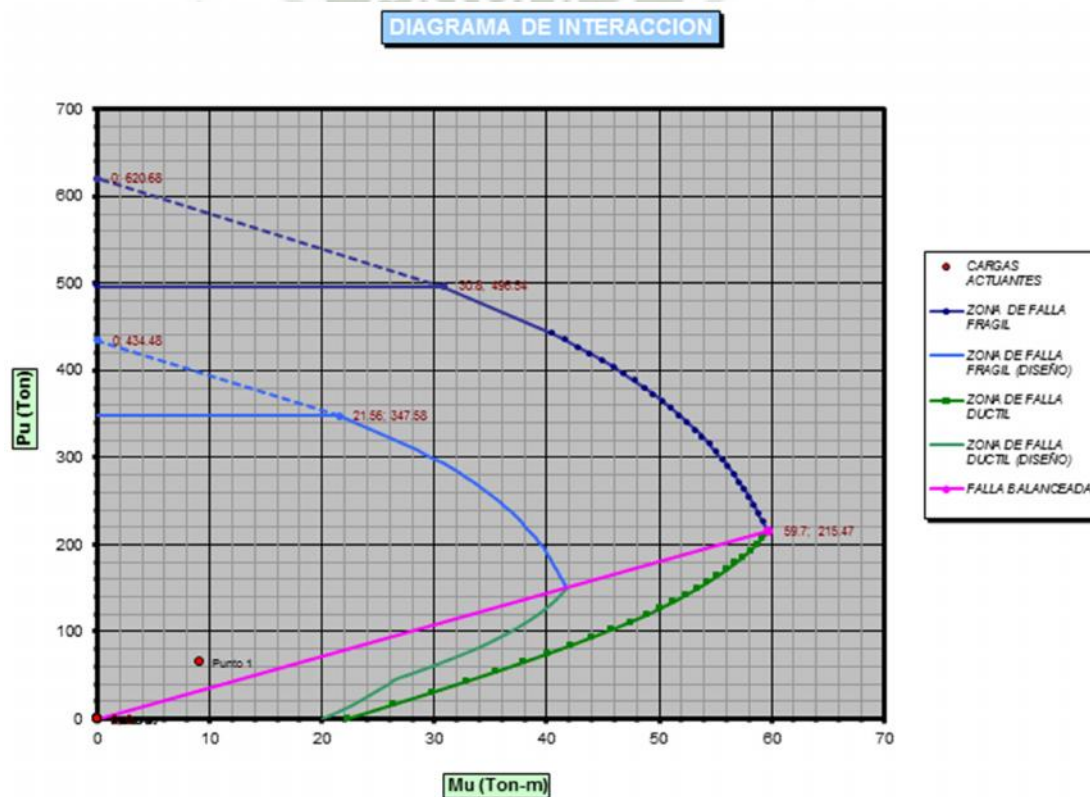


Figura 56: Diagrama de Interacción de la Columna C-3

El diseño por corte de la columna se realizará obteniendo primero el valor  $M_n = 40.00 \text{ tn-m}$  (valor obtenido del diagrama) que corresponde a la carga  $P_u = 140.00 \text{ tn}$ .

El cortante de diseño ( $V_u$ ) para este valor será:

$$V_u = (4.60 + 4.60) / 2.55 = 3.61 \text{ tn} \quad V_u / \phi = V_u / 0.85 = 4.24 \text{ tn.}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{420} * 1350 = 14663.38 \text{ kg}$$

$$V_c = 14.66 \text{ tn}$$

$V_u / \phi < V_c$  no necesita refuerzo adicional por corte.

Atendiendo los requisitos para elementos sismoresistentes sometidos a flexocompresión:

Zona de confinamiento ( $l_o$ ), no menor a:

$1/6 (2.55) = 0.425 \text{ m}$  ó  $0.40 \text{ m}$  o  $0.45 \text{ m}$  Se considera una zona de confinamiento de  $40 \text{ cm}$ .

El espaciamiento en la zona de confinamiento será:

$a/2 (0.400) = 0.20 \text{ m}$  ó  $0.10 \text{ m}$ . Será  $0.10 \text{ m}$  El primer estribo será a  $5 \text{ cm}$  de la cara del nudo, y el resto a  $10 \text{ cm}$ .

Fuera de la zona de confinamiento se colocará un espaciamiento que no exceda de:

$16d_b = 40.64 \text{ cm}$ ,  $40 \text{ cm}$  ó  $30 \text{ cm}$ . Se colocará a  $30 \text{ cm}$ .

La colocación final del estribo de la columna será:  $\phi 3/8", 1 @ 0,05 \quad 4 @ 0,10$   
Rto. @  $0,30$

## 5.5. DISEÑO DE MUROS DE CORTE (PLACAS)

Los muros de corte forman la estructuración principal del edificio debido a su gran rigidez, la cual permite que las deformaciones laterales provocadas por las fuerzas laterales (sismo) sean menores, asimismo los esfuerzos en otros elementos tales como en vigas y columnas sean también menores, proporcionando con ello la seguridad estructural adecuada en caso de solicitudes posteriores.

## DISEÑO POR FLEXIÓN.

El diseño está en función de la relación altura/ longitud que tenga el muro, tanto para muros esbeltos o como para muros bajos. En el proyecto contemplamos muros esbeltos ( $H/L > 1$ ) que van del 1er al 12avo nivel.

Para muros esbeltos ( $H/L > 1$ ):

La cantidad de acero vertical con la que se puede dar inicio a nuestro diseño y con la cual se construirá el diagrama de Interacción puede ser obtenida con la siguiente expresión:

$$A_s = \mu_u / \phi f_y d$$

En el diseño, la distancia "d" de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones, la Norma peruana permite usar el siguiente valor:

$$d = 0,80 L \text{ (longitud del muro)}$$

Una vez escogido el refuerzo a colocar y construido el diagrama de iteración se verificara que el punto  $P_u$ , y  $\mu_u$  se encuentren dentro de la curva que represente los valores resistentes.

Para muros poco esbeltos ( $H/L < 1$ )

El diseño de estos muros es semejante al diseño de vigas pared. El área del refuerzo del extremo en tracción para secciones rectangulares podrá calcularse con la siguiente expresión:

Los momentos, cortantes y fuerzas axiales han sido obtenidas del análisis estructural.

Dados los esfuerzos elevados que se obtienen en los extremos y con el fin de proveer la ductilidad en los núcleos comprimidos (o traccionados) de los extremos, se considera el confinamiento de estos núcleos con refuerzo transversal a manera de columnas.

## DISEÑO POR CORTE.

El diseño por corte se realiza considerando el aporte de la sección de concreto y del acero transversal. Por consiguiente los muros se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde  $V_n$  no deberá exceder de  $2.6 \sqrt{f'_c} A_c w$ .

La sección crítica de diseño se encuentra ubicada a  $L/2$  o  $H/2$  de la base (la menor).

Adicionalmente la fuerza cortante obtenida del análisis estructural deberá corregirse con la finalidad de evitar que la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión o flexo-compresión.

La expresión del cortante de diseño  $V_u$  será:

$$V_u \geq V_{ua} \frac{M_{ur}}{M_{ua}} W_r$$

Dónde:

$V_{ua}$  = Cortante último proveniente del análisis estructural.

$M_{ua}$  = Momento último proveniente del análisis estructural.

$M_{ur}$  = Momento nominal de la sección, asociado a  $P_u$ , obtenido con el refuerzo real colocado.

$W_r$  = Factor de amplificación dinámica.

Donde  $W_r$  se calculará usando las siguientes expresiones:

$$W_r = 9 + n/10 \quad \text{si } n \leq 6$$

$$W_r = 1.3 + n/30 \quad \text{si } 6 < n \leq 15$$

$$W_r = 1.8 \quad \text{si } n > 15$$

Donde "n" número de pisos.

Si la relación  $\frac{W_{ur}}{M_{ua}} W_{\gamma}$  es mayor que la ductilidad "R" utilizado para el análisis sísmico, se deberá amplificar el cortante  $V_{ua}$  por el factor R.

La resistencia del concreto al corte se evaluará con la siguiente expresión:

$$V_c = \alpha_c \overline{f'_c} A_{cw}$$

$A_{cw}$  = Área del muro de corte (placa)

Para  $c$ :

$$\frac{h_m}{l_m} \leq 1.50 \rightarrow \alpha_c = 0.80$$

$$\frac{h_m}{l_m} \geq 2.00 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

Y variará linealmente entre los valores 1.50 y 2.00

#### **REFUERZO HORIZONTAL POR CORTE.**

Cuando  $V_u/\phi$  excede a  $V_c$  deberá colocarse refuerzo horizontal por corte, obteniendo el área de acero de la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá de los siguientes valores:  $L/5$ ,

$3t$ , ó 45cm. La cuantía horizontal no será menor a 0,0025.

#### **REFUERZO VERTICAL POR CORTE.**

La cuantía de refuerzo vertical por corte será:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_v - 0.0025 \geq 0.0025)$$

Pero no necesitara ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del acero vertical no excederá de:  $L/3$ ,  $3t$ , ó 45 cm.

El reglamento también establece que en el caso que  $V_u$  sea menor que  $0.5\phi V_c$ , las cuantías de refuerzo horizontal y vertical pueden reducirse a los valores:  $h > 0.0020$  y  $v > 0.0015$ .

Cuando se tenga muros con espesores mayores a 25cm, el refuerzo por corte horizontal y vertical, tendrá que distribuirse en dos caras.

### Ejemplo de diseño

A continuación se muestra el diseño de la Placa P-20 del Primer Nivel (el eje E, entre los ejes 8 y 9) Sabiendo:  $H = 30.60\text{m}$   $L = 3.40\text{m}$   $t = 0,25\text{m}$ .

$(H/L = 9) > 1$  se considera como muro esbelto.

Momentos y cargas en la placa P-20

Tabla 37: Resultados de análisis estructural

Nivel	Pcm (Tn)	Pcv (Tn)	Psx(Tn)	Mcm (tn-m)	Mcv (tn-m)	Msx (tn-m)	Pa(Tn)
12 Nivel	14.57	5.78	3.20	3.96	2.71	1.63	22.68
11 Nivel	32.10	11.34	7.61	3.13	1.58	2.06	4.69
10 Nivel	49.72	16.96	12.05	3.74	1.71	2.48	0.88
9 Nivel	67.38	22.59	16.71	4.26	1.80	2.77	5.63
8 Nivel	85.10	28.25	21.53	4.79	1.92	3.08	9.43
7 Nivel	102.90	33.94	26.44	5.37	2.07	3.37	13.00
6 Nivel	120.80	39.66	31.32	6.03	2.27	3.58	16.86
5 Nivel	138.82	45.44	36.03	6.82	2.52	3.72	21.63
4 Nivel	156.98	51.26	40.40	7.82	2.85	3.69	28.25
3 Nivel	175.30	57.14	44.18	9.13	3.31	3.13	37.54
2 Nivel	193.79	63.08	47.12	10.91	3.96	1.75	53.67
1 Nivel	212.55	69.13	48.85	13.46	4.91	1.58	65.92

Seguidamente, se amplifica las cargas con las 5 hipótesis correspondientes:

Tabla 38: Amplificación de cargas y momentos en el eje X-X más crítico

Hipotesis	Pu(tn)	Mu(tn-m)	Vu(tn)
1.4cm+1.7cv	415.09	27.18	1.68
1.25(cm+cv)+cs	400.95	24.53	77.51
1.25(cm+cv)-cs	303.25	21.38	74.70
0.9cm+cs	240.15	13.69	76.81
0.9cm-cs	142.45	10.53	75.41

Se realizará un pre-dimensionamiento del acero, utilizando la fórmula

$A_s = \frac{M_{ua}}{0.9x f_{yxd}}$  Y con ello se dará una distribución del mismo, para posteriormente elaborar el diagrama de interacción, luego se chequeará para cada par último de diseño.

Considerando  $M_{ua}$  (1ra hipótesis: más crítica)= 27.18 tn-m

Sabiendo que  $d = 0.80L = 0.8 (340) = 272.00$  cm

Con  $A_s = \frac{27.18 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 272} = 2.64$  cm<sup>2</sup>, por lo tanto usaremos la cuantía mínima de  $\rho = 0.0025$ , siendo  $A_s = 17$  cm<sup>2</sup>, esta área de acero se puede colocar 8Ø de 1/2" en los núcleos más 26Ø de 3/8" de acero repartido a lo largo de la sección de la placa con esto se construirá el diagrama de interacción.

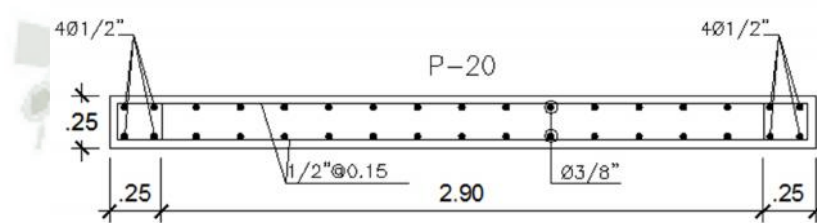


Figura 57: Refuerzo de Placa P-20

DIAGRAMA DE INTERACCION

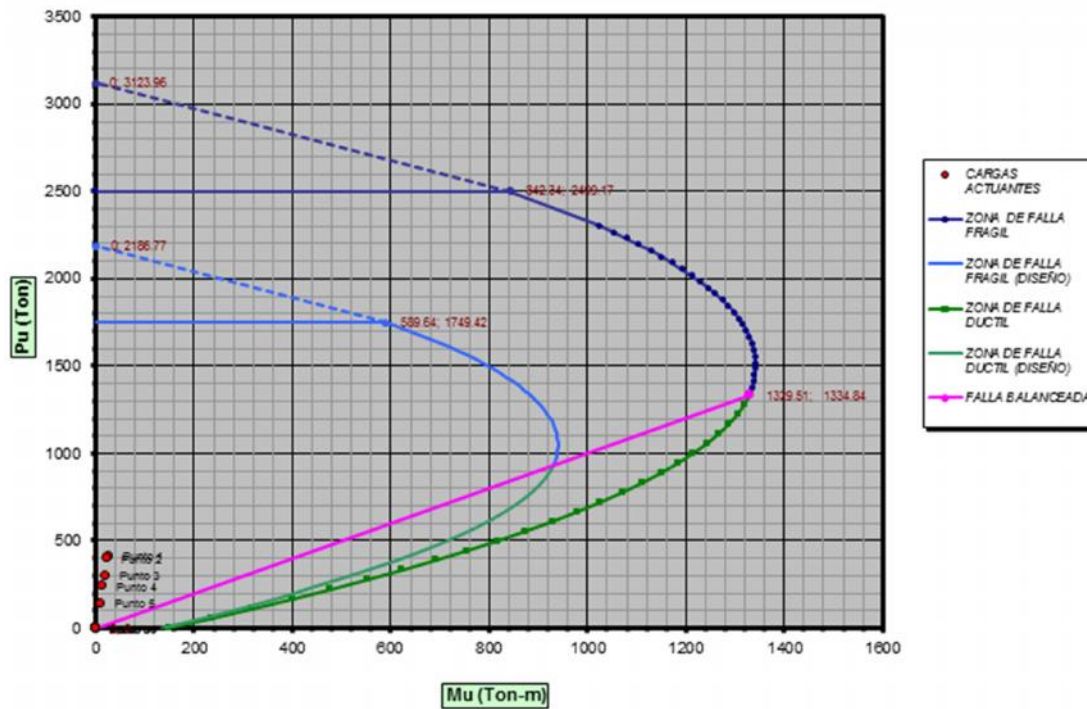


Figura 58: Diagrama de Interacción de la Placa P-20.

El diseño por corte se realizará considerando la sección crítica, será:

El cortante amplificado será:  $V_u = 77.51$  tn.

Del diagrama de interacción obtenemos el momento nominal ( $M_{ur} = 400.00$ Tn-m), para un  $P_{ude} = 415.09$  tn (valor máximo de las 5 hipótesis).

$M_{ua} = 27.18$  tn-m (momento máximo de las 5 hipótesis)

$$W = 1.3 + n/10$$

$$W = 1.3 + 12/10 = 2.50$$

$$(M_{ur}/M_{ua}) W = 2.409$$

$$2.409 < (R = 6) \text{ ok!}$$

$$V_u = 77.51 (2.409) = 186.73 \text{ tn.}$$

$$V_n = V_u / \phi = 219.68 \text{ tn.}$$

$$\frac{h_m}{l_m} = 30.60/3.40 = 9.00$$

Para nuestro caso de muros de corte rectangulares tenemos:

$$\frac{h_m}{l_m} \geq 2.00 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * A_{sw}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{4200} * 25 * 340 = 92325.02 \text{ kg} = 92.325 \text{ Tn}$$

$V_u / \phi > V_c$  no necesita acero horizontal.

$$V_n \text{ max} = 2.60 \sqrt{4200} * 25 * 340 = 452915.22 \text{ kg} = 452.915 \text{ Tn}$$

$V_n < V_n \text{ máx.}$  Ok!

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 219.68 - 92.352 = 127.33 \text{ tn.}$$

Calculando el espaciamiento horizontal por corte para un  $\phi 1/2"$ :

$$S = 2.54 (4200) (272) / 127330 = 22.79 \text{ cm.}$$

Sabiendo que el espaciamiento máximo de acero horizontal será el menor de:

$$L/5 = 68 \text{ cm, } 3t = 75 \text{ cm ó } 45 \text{ cm.}$$

Entonces, se opta por  $\phi 1/2" @ 0.20 \text{ m}$  con lo cual obtenemos una cuantía horizontal de 0,0068

$$h = (0,0068) > (h \text{ mín} = 0,0025) \text{ ok!}$$

El refuerzo vertical por corte será:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

La cuantía vertical queda como lo calculado para el diagrama de iteración pues cumple con ser mayor que la cuantía mínima

Cuantía vertical de:  $(v = 0,0026) > (v \text{ mín} = 0,0025) \text{ ok!}$

Para el confinamiento en los núcleos de la placa, el refuerzo se calcula como en el caso de columnas:

Para estribos de  $\varnothing 3/8"$

Zona de confinamiento ( $l_o$ ) = 45 cm

Espaciamiento dentro de  $l_o$  = 10cm

Espaciamiento fuera de  $l_o$

$16 db = 16 * 1.59 = 25.44$  cm

Luego la distribución de estribos en el núcleo será:

$\varnothing 3/8"$  : 1@ 0.05 4@ 0.10 Resto a 0,25m c/ext.

## 5.6. DISEÑO DE ESCALERAS

El tipo de escalera es la apoyada en placa tipo cajón tiene 4 tramos, para todos los entrepisos. Se apoyan en la placa P-9. Este tipo de escaleras trabajan a flexión como si fuera una viga con cuatro tramos formado por los pasos y contra pasos.

A continuación mostramos el diseño de la escalera:

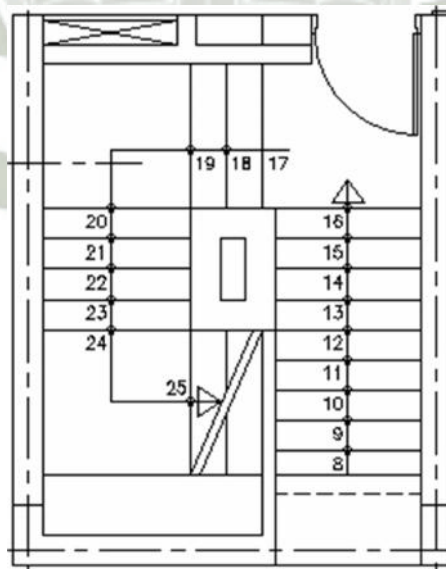


Figura 59: Vista en Planta de Escalera del Primer Nivel.

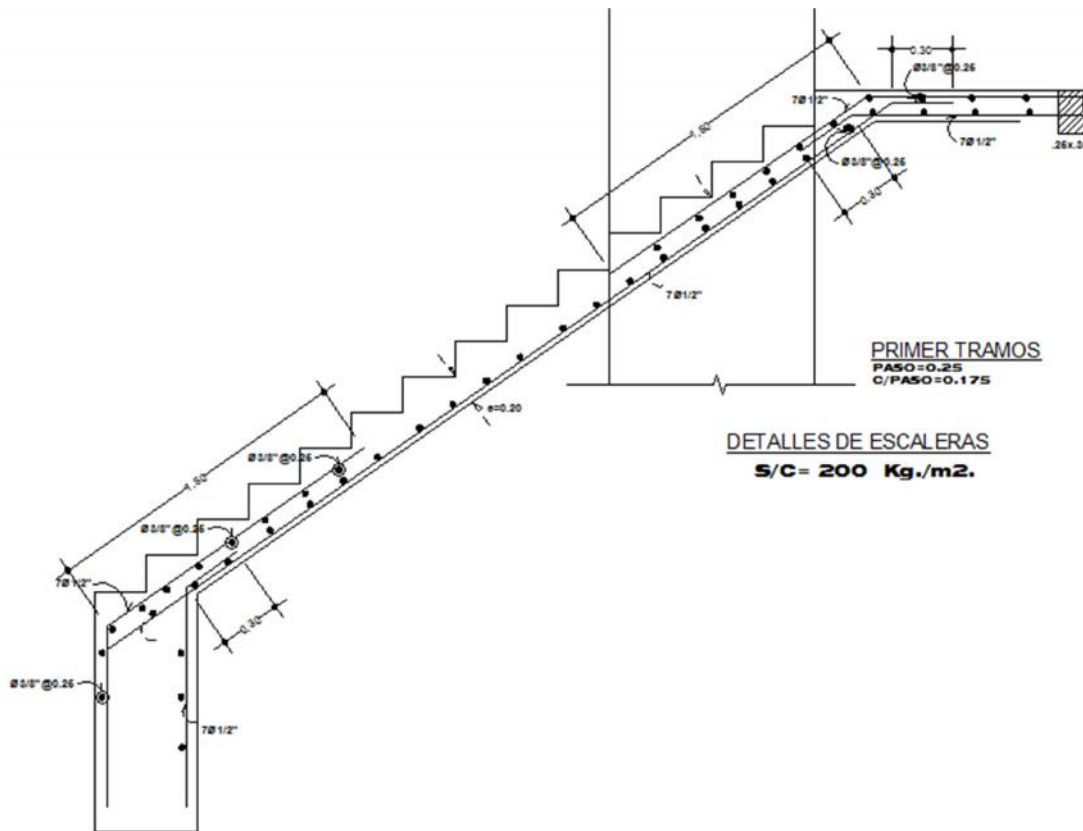


Figura 60: Corte de Escalera del Primer Nivel

### DISEÑO PRIMER TRAMO ESCALERA:

Dimensiones de la escalera

### METRADO DE CARGAS:

En la figura se muestra un el ler tramo, el metrado se realizará por unidad de longitud horizontal y por un metro de ancho.

Tramo inclinado:

$$W(pp) = x \left| \frac{cp}{2} + tx \left| \left( 1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2 \right) \right| \right|$$

Donde:

Cp= contrapaso = 17.50

P= paso = 25cm

A:=peso específico del concreto = 2.4 Tn/m<sup>3</sup>

t = espesor de la garganta = 15 cm

Por tanto metrado para tramo inclinado:

**Carga Muerta:**

$$W_{pp} = 2.4 \cdot 0.1733 + 0.15 \cdot \sqrt{1 + \frac{0.173^2}{0.25}} = 0.647 \text{ tn/m}^2$$

Acabado= 0.10 Tn/m<sup>2</sup>

CM= 0.75 Tn/m<sup>2</sup>

CV=0.20Tn/m<sup>2</sup>

Tramo recto (descanso):

**Carga Muerta:**

Peso propio de losa= 0.15 (1.00) (2.4) = 0.36 tn/m<sup>2</sup>

Piso terminado=0.10 (1.00) =0.10 tn/m<sup>2</sup>

CM=0.46 tn/m<sup>2</sup>

**Carga Viva:**

Sobrecarga escaleras = 0.20 (1.00) = 0.20 Tn/m<sup>2</sup>

CV =0.20Tn/m<sup>2</sup>

Para ancho de escalera de = 1.20m

Tramo inclinado

CM= 0.75 Tn/m<sup>2</sup>x1.20m = 0.90 Tn/m<sup>2</sup>

CV= 0.20 Tn/m<sup>2</sup>x1.20m =0.24 Tn/m<sup>2</sup>

Wu1= 1.4 Cm+ 1.7 Cv

Wu1= 1.4x0.90 + 1.7x0.24

$$Wu1=1.26+0.408 = \mathbf{1.668 \text{ Tn/m}^2}$$

Tramo descanso:

$$CM= 0.46 \text{ Tn/m}^2 \times 1.20\text{m} = 0.552 \text{ Tn/m}^2$$

$$CV= 0.20 \text{ Tn/m}^2 \times 1.20\text{m} = 0.24 \text{ Tn/m}^2$$

$$Wu2= 1.4 \text{ Cm}+ 1.7 \text{ Cv}$$

$$Wu2= 1.4 \times 0.552 + 1.7 \times 0.24$$

$$Wu2= 0.7728 + 0.408 = \mathbf{1.18 \text{ Tn/m}^2}$$

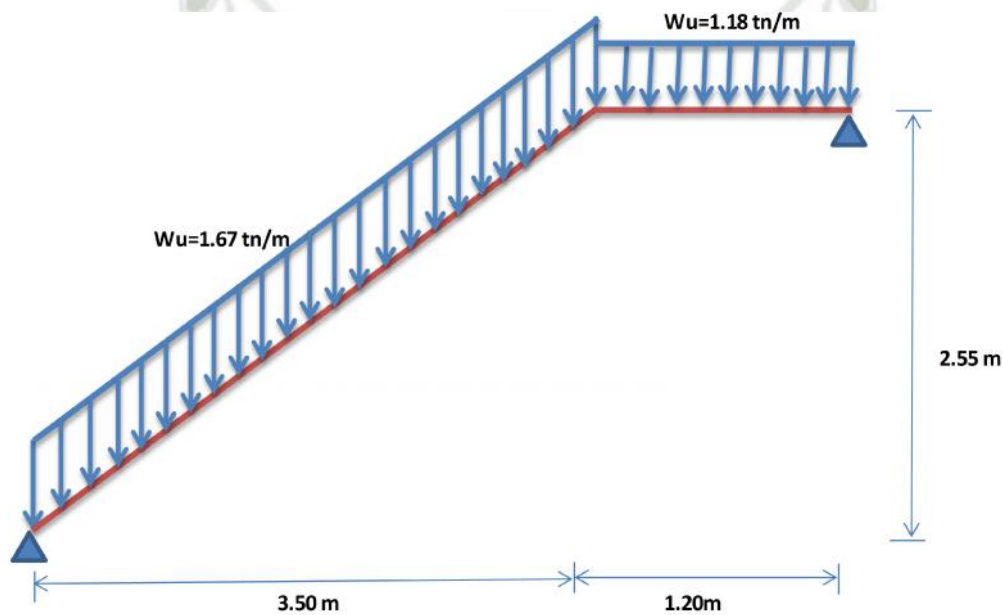


Figura 61: Idealización de la Escalera Primer Tramo

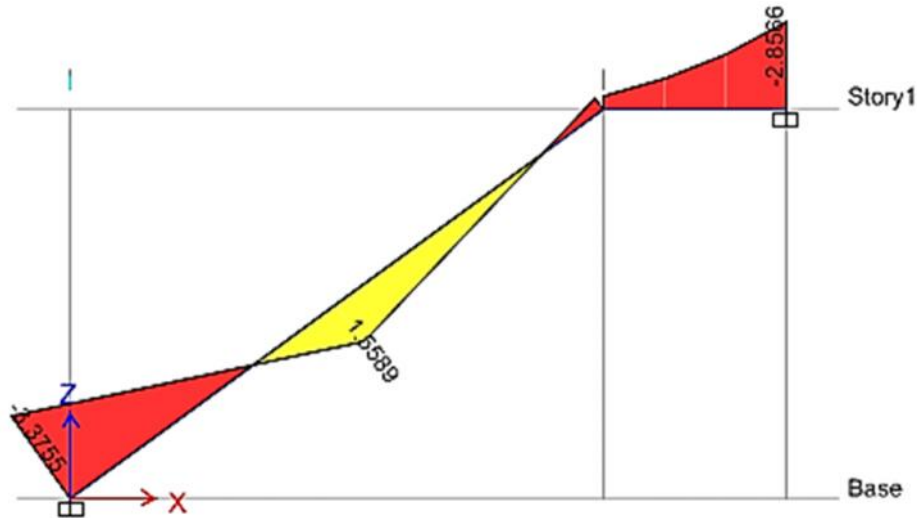


Figura 62: Diagrama de Momento Flector del Primer Tramo

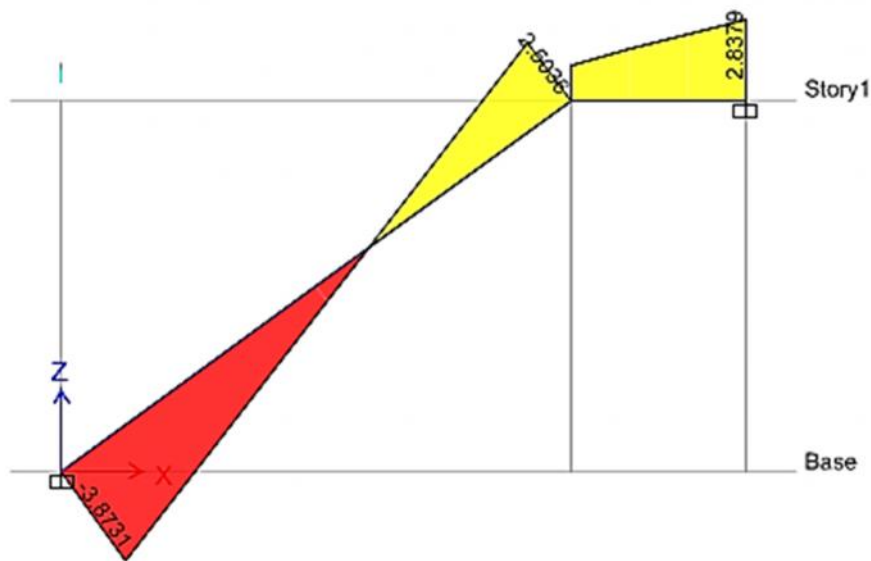


Figura 63: Diagrama de fuerzas cortantes en el primer tramo

### DISEÑO POR FLEXIÓN.

Para un  $b = 100 \text{ cm}$        $d = 12 \text{ cm}$ .

$M_u (-) = 3.3755 \text{ tn-m}$

$p = 0.0055$

$A_s = 0.0055 (100) (12) = 6.60 \text{ cm}^2$

$$A_s = 6.60 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{aceros de } 1/2" = 6.60 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 5.19 \sim 6$$

$$= 1.00 \text{ m} / 6 = 0.16 \text{ m}$$

$\emptyset 1/2" @ 0,15 \text{ m}$  ó para el ancho de 1.20m 7  $\emptyset 1/2"$ .

As de temperatura igual a As mínimo = 2.16 cm<sup>2</sup>

$\emptyset 3/8" @ 0,25 \text{ cm}$

### DISEÑO POR CORTANTE.

$$V_c = 0.53 \sqrt{420} \cdot 100 \cdot 12 = 13034.12 \text{ kg}$$

Para el caso más crítico a una distancia "d":  $V_u = 3873.10 \text{ kg}$ ; entonces  $V_u / \emptyset = 4556.59 \text{ kg}$ , por tanto:  $V_u / \emptyset \leq V_c$  ok!

Por consiguiente, el concreto resiste los esfuerzos por corte.

Para un  $b = 100 \text{ cm}$   $d = 12 \text{ cm}$ .

$$M_u (-) = 2.86 \text{ tn-m}$$

$$p = 0.0046$$

$$A_s = 0.0046 (100)(12) = 5.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.52 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{aceros de } 1/2" = 5.52 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 4.34 \sim 5$$

$$= 1.00 / 5 = 0.20 \text{ m}$$

$\emptyset 1/2" @ 0,20 \text{ m}$  ó para el ancho de 1.20m 6  $\emptyset 1/2"$ .

As de temperatura igual a As mínimo = 2.16 cm<sup>2</sup>

$\emptyset 3/8" @ 0.25 \text{ cm}$

$$M_u (+) = 1.56 \text{ tn-m}$$

$$p = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025(100)(12) = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Aceros de } 1/2" = 3.00 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 2.36 \sim 3$$

$$= 1.00 / 3 = 0.33 \text{ m}$$

$$\emptyset 1/2" @ 0.30 \text{ m}$$

$$A_s \text{ de temperatura igual a } A_s \text{ mínimo} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 3/8" @ 0,25 \text{ m}$$

Para uniformizar tomamos el acero para momentos negativos el más conservador  $\emptyset 1/2" @ 0.15 \text{ m}$  ó para el ancho de  $1.20 \text{ m}$   $7 \emptyset 1/2"$ .

El detalle de armado de los diferentes tramos de la Escalera principal, se muestran en planos.

### 5.7. DISEÑO DE TABIQUERIA

Para el caso de muros no portantes como tabiques, alféizares y parapetos, se diseñarán para resistir las fuerzas perpendiculares a su plano, siguiendo lo indicado en la Norma E-0.70.

Según las Normas el espesor mínimo de muros no portantes se calculará según la siguiente expresión:

$$t = U s m a^2$$

Donde:

t = espesor efectivo mínimo (m).

U = Coeficiente de Uso (Norma Sismo resistente)

s = Coeficiente de acuerdo a la zona sísmica y al tipo de muro no portante.

m = Coeficiente de losas bidireccionales dado en la Norma de Albañilería.

a = Dimensión crítica en metros indicada en la Norma de Albañilería.

b = La otra dimensión del muro no portante.

### Ejemplo de diseño

Consideraremos el tabique de estar de 2.55 m de altura.

$$U = 1.0$$

De la tabla A de la norma se obtiene el valor  $s = 0.28$

De la tabla B de la norma se obtiene:

$$a = 2.55 \quad b = 1.45$$

$$b/a = 1.45 / 2.55 = 0.57$$

$$m = 0.074$$

Por tanto:

$$t = U s m a^2$$

$$t = (1.0) (0.28) (0.074) (2.55)^2$$

$$t = 0.13 \text{ m}$$

Se considera el muro de  $t = 15 \text{ cm}$ , con lo que se cumple con el espesor requerido.

**Tabla A**

	ZONA SISMICA		
	1	2	3
TABIQUES	0.28	0.20	0.09
CERCOS	0.20	0.14	0.06
PARAPETOS	0.81	0.57	0.24

**TABLA B**

Valores de m

**Caso Muro con cuatro bordes arriostrados**

**1**

a= Menor dimensión

b/a=	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	∞
m=	0.0479	0.0627	0.0755	0.0862	0.0948	0.1017	0.1180	0.125

**Caso Muro con tres bordes arriostrados**

**2**

a = Longitud del borde libre

b/a=	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	∞
m=	0.060	0.074	0.087	0.097	0.106	0.112	0.128	0.132	0.133

**Caso Muro arriostrado solo en sus bordes horizontales**

**3**

a= Altura del muro

m= 0.125

**Caso Muro en voladizo**

**4**

a= Altura del muro

m= 0.50



## CONCLUSIONES

1. El Análisis No Lineal Estático Pushover, nos sirve para ver la magnitud del daño, mediante el monitoreo de la deformación de desempeño (giro o desplazamiento) de los elementos y poder calificarlos como daños aceptables o no, mediante los límites de aceptación.
2. El análisis de pushover es un método que optimiza tiempo y recursos en la obtención de resultados, ya que se puede obtener resultados con alto grado de precisión, relativamente en corto tiempo.
3. El Análisis No Lineal Estático Pushover presentado aquí, es exclusivamente para edificaciones con elementos horizontales y verticales cuyos comportamientos sean dominados por flexión.
4. El sistema de resistencia sísmica de la estructura está dada predominantemente por los muros estructurales, que absorben la mayor parte de las fuerzas sísmicas, sus bases están sujetas a grandes esfuerzos, como por ejemplo momentos de volteo; lo cual nos llevó a diseñar toda la cimentación como un elemento rígido, buscando que tenga una acción en conjunto, eliminando en lo posible los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales, para ello ligamos las zapatas mediante vigas de cimentación.
5. Los resultados del análisis sísmico de la estructura en ambos módulos nos indican que la estructura tiene mayor rigidez lateral en la dirección Y- Y con respecto a la dirección X-X, ya que en esa dirección existe una mayor densidad de muros de corte y por ende el periodo fundamental de la estructura calculado dinámicamente en ambos módulos es mayor en la dirección Y-Y, que en la dirección X-X, corroborándose al comparar los desplazamientos del último nivel de la estructura en ambas direcciones ( $d_{x\text{Azotea}}=5.169$  cm,  $d_{y\text{Azotea}}=5.831$  cm).
6. El cortante basal calculado dinámicamente es mayor que el 80% del cortante basal estático.
7. Analizando el índice de estabilidad del edificio (Q) se observa que todos los valores están por debajo del valor permitido por la norma (0.1), descartando que se produzcan efectos de segundo orden en nuestro edificio.

8. El máximo desplazamiento relativo de entre piso en la dirección X- X se encuentran desde el 1er. Nivel hasta el 9no. Nivel y el resto siendo estos menores a los desplazamientos laterales permisibles de acuerdo a la NTE E030.



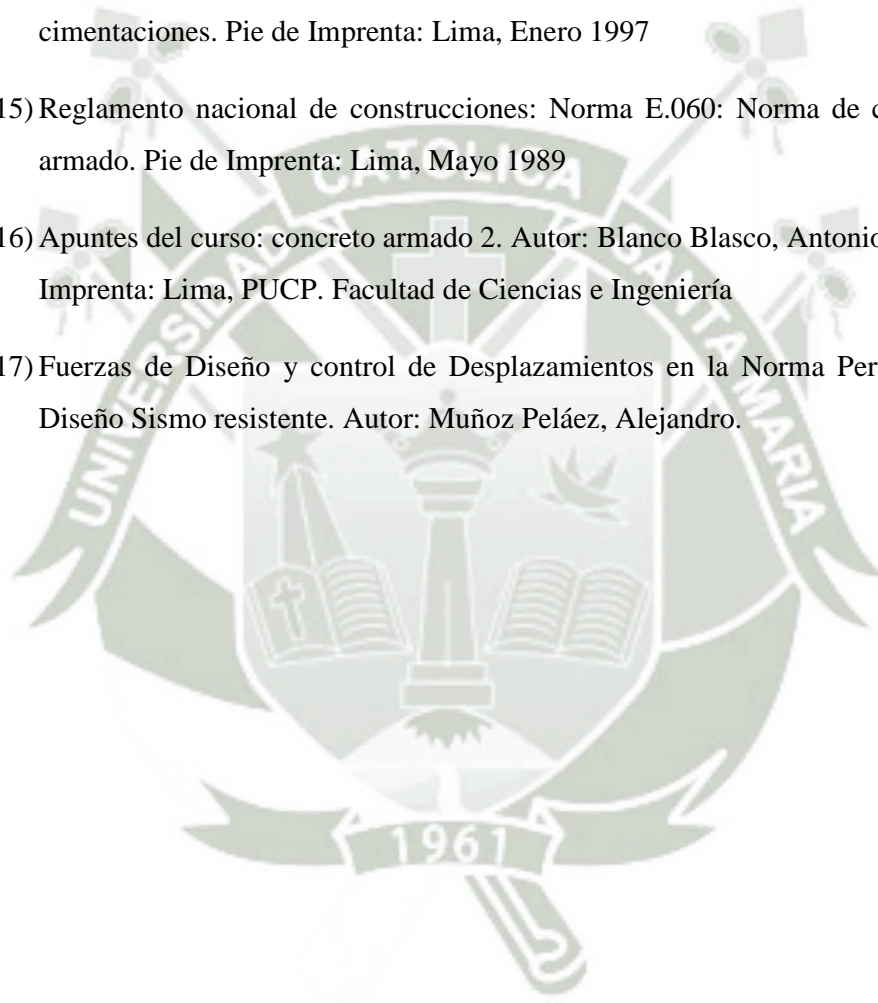
## RECOMENDACIONES

1. Es evidente que la configuración estructural queda en buena parte definida por el proyecto arquitectónico, es por ello que en esta etapa es esencial la interacción entre el responsable del proyecto arquitectónico y el del proyecto estructural, donde este último debe hacer consciente al primero de las necesidades de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura, y de las consecuencias que tiene algunas decisiones arquitectónicas en el comportamiento estructural.
2. Se recomienda que siempre que se utilice un programa para análisis y diseño de estructuras se revise detenidamente como este realiza dicho análisis y si los resultados que se obtiene se encuentran dentro del rango de los esperados, en especial cuando incluye un análisis mediante códigos internacionales, en donde es necesario adaptar los valores de entradas del código para que se ajuste a las necesidades y exigencias locales, de ser posible.
3. Es recomendable recordar que para el uso de las herramientas que nos ofrecen los programas, se debe investigar o tener un conocimiento básico de lo que se está haciendo con el fin de comprender mejor que es lo que hace el programa y verificar los resultados del mismo con mayor facilidad.
4. Se recomienda la continuidad de este trabajo de graduación con la elaboración de estudios más profundos sobre los temas de paredes de cortante, el estudio del análisis y diseño dinámico, y uso de las demás herramientas que poseen los programas que no se estudiaron en el presente trabajo.
5. Además para evitar falsas apreciaciones de los resultados de diseño de un elemento estructural se recomienda trabajar los modelos con sistemas de unidades significativas pequeñas como son los kilogramos y los metros.
6. Es recomendable revisar los valores de entrada que se ingresan al programa para confirmar que la información que ha sido introducida permita obtener los valores correctos, como también revisar el peso total que el programa calcula para revisarlo con el realizado manualmente ya que un error en este valor puede alterar significativamente el valor del cortante basal a utilizar.

## BIBLIOGRAFIA

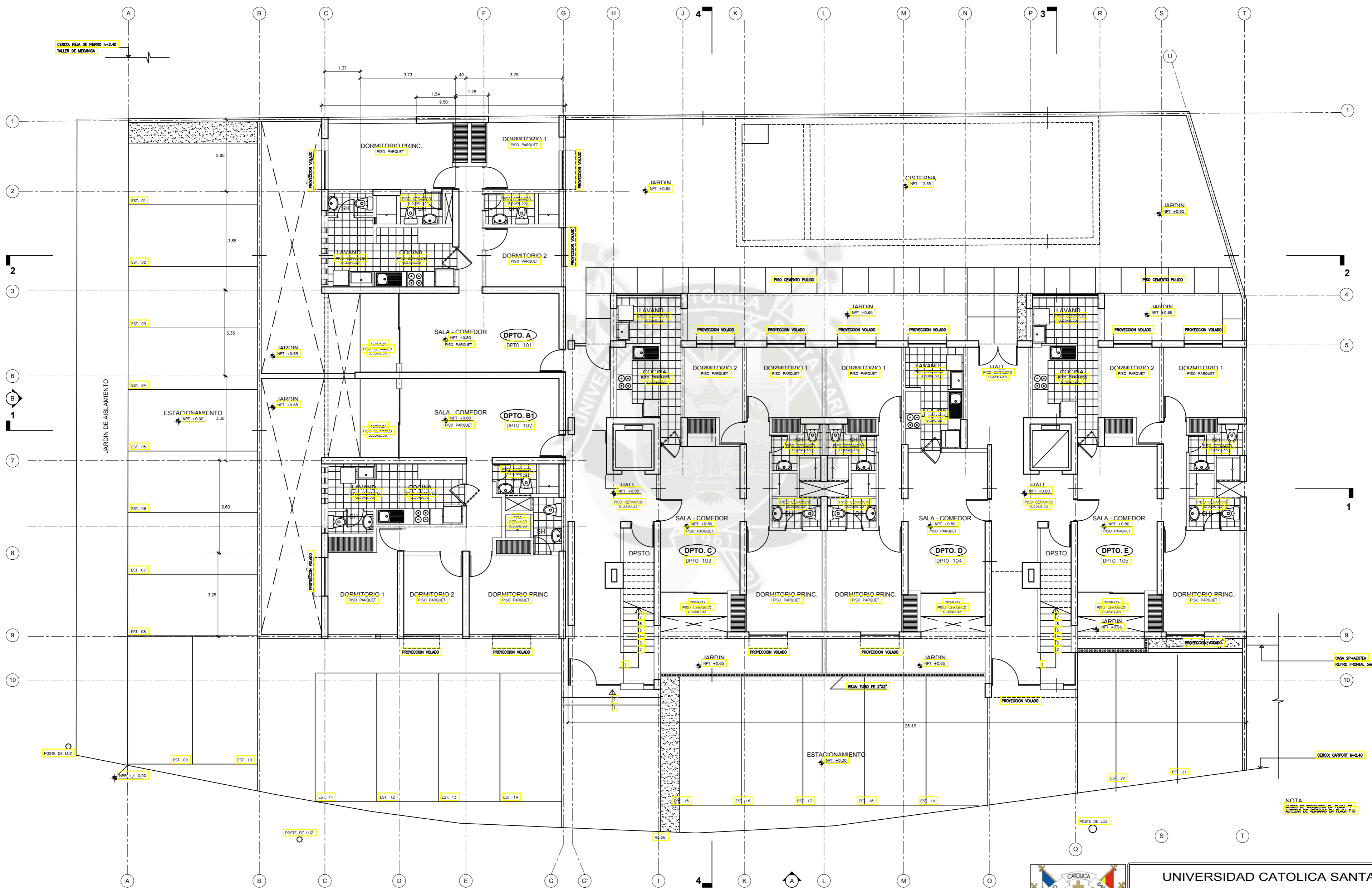
- 1) Arthur H Nilson, George Winter, Diseño de Estructuras de Concreto, Undécima Edición 1999
- 2) Chopra, A.K., and Goel, R.K., “Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems.”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 126(4), 482-490, 2000.
- 3) Chopra, A.K., and Goel, R.K., “A Modal Pushover Analysis Procedure to estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation.”, Rep. N° PEER- 2001/03, Pacific Earthquake Engrg. Res Ctr., University of California, Berkeley, Calif., 2001.
- 4) Humberto Heredia Morales, Manual Práctico del Ingeniero Civil, Primera Edición Lima - 2002.
- 5) Terzhaghi y Peck , Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica, Segunda Edición Buenos Aires -1973
- 6) ATC 40 “SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS” By Applied Technology Council- California, August 1996.
- 7) FEMA 356. “PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS “ By American Society of Civil Engineers, Washington D.C., 2000
- 8) ACI-PERU “NORMA PERUANA DE ESTRUCTURAS”, CAPITULO PERUANO DE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Segunda Edición 2001
- 9) Blanco Blasco, Antonio Diseño y Construcción de Cimentaciones - Colegio de Ingenieros del Perú - 1997 8. Harmsen, Teodoro Diseño de Estructuras de Concreto Armado - Fondo Editorial PUCP - 2005
- 10) Gianfranco Ottazzi Pasino Apuntes del Curso Concreto Armado 1 - Fondo Editorial PUCP - 2004

- 11) Morales Morales, Roberto Diseño en Concreto Armado - Fondo Editorial ICG - 2006
- 12) Reglamento nacional de construcciones: Norma E.020: Norma de cargas. Pie de Imprenta: Lima, Abril 2003
- 13) Reglamento nacional de construcciones: Norma E.030: Norma Sismo resistente. Pie de Imprenta: Lima, 2014.
- 14) Reglamento nacional de construcciones: Norma E.050: Norma de suelos y cimentaciones. Pie de Imprenta: Lima, Enero 1997
- 15) Reglamento nacional de construcciones: Norma E.060: Norma de concreto armado. Pie de Imprenta: Lima, Mayo 1989
- 16) Apuntes del curso: concreto armado 2. Autor: Blanco Blasco, Antonio. Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería
- 17) Fuerzas de Diseño y control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente. Autor: Muñoz Peláez, Alejandro.



ANEXOS: PLANOS





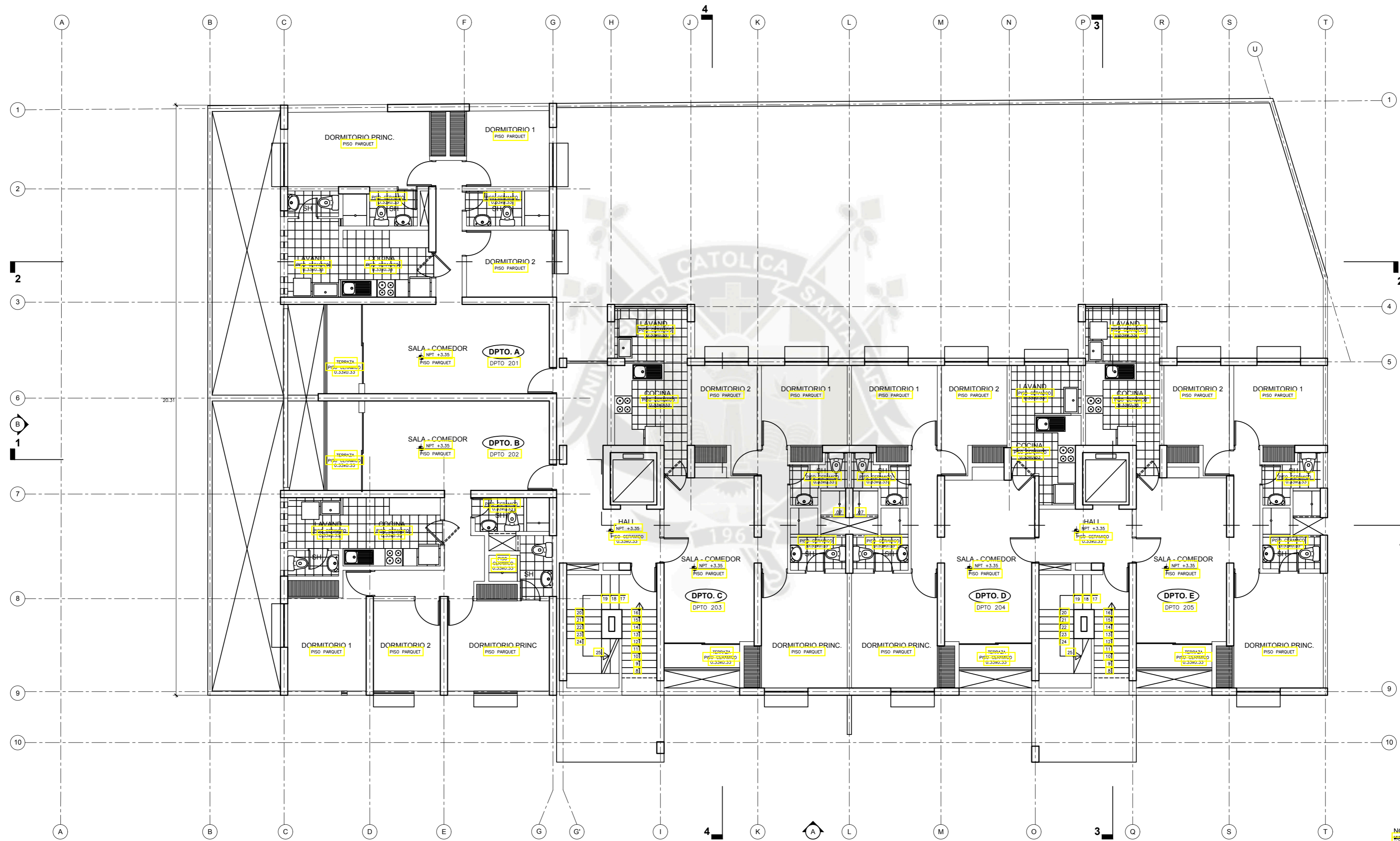
**PRIMERA PLANTA**

ESCALA 1/50



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>			
Proyecto: <b>VIVIENDA MULTIFAMILIAR</b>			
Ubicación:	Plano: <b>DISTRIBUCION - PRIMERA PLANTA</b>		LAMINA:
Distrito: Cerro Colorado	Provincia: Arequipa	Fecha: Abril 2018	<b>A-01</b>
Departamento: Arequipa	Escala: 1 : 100	Dibujado por: R.G.T.	

NOTA:  
MAYOR DE PROTECCION EN PLAZA P.T.  
ALZADO DE VENTANA EN PLAZA P.T.U



NOTA:  
 LIMPIO DE TUBERIAS EN PLAZA P1  
 ALFOMBRAS DE VENTANA EN PLAZA P10

# SEGUNDA PLANTA

ESCALA 1/50

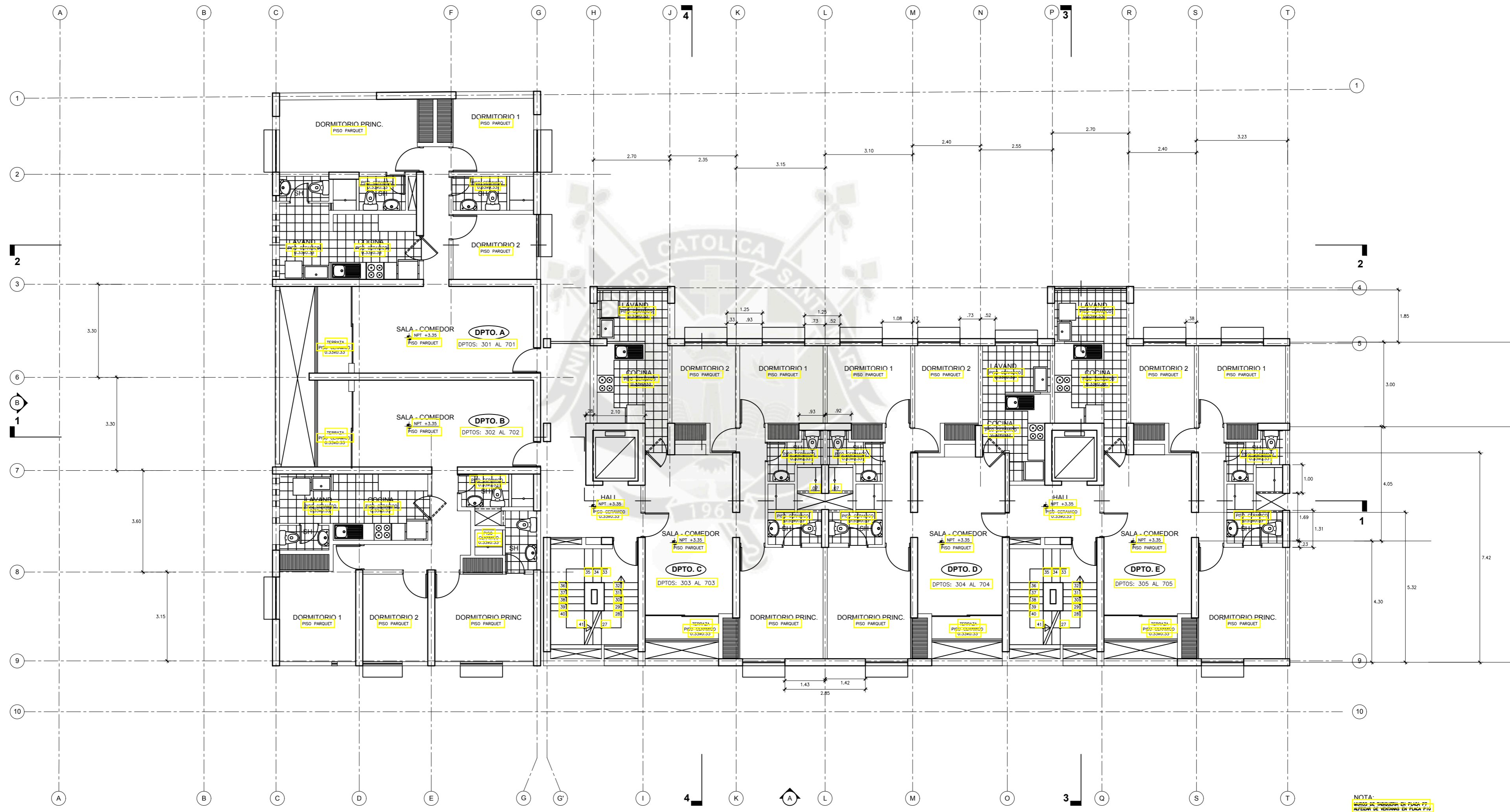


UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA

Proyecto: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

Plan: DISTRIBUCION - SEGUNDA PLANTA  
 Ubicación: Cerro Colorado  
 Distrito: Arequipa  
 Provincia: Arequipa  
 Departamento: Arequipa  
 Escala: 1 : 100  
 Fecha: Abril 2018  
 Dibujo por: R.G.T.

LAMINA:  
**A-02**



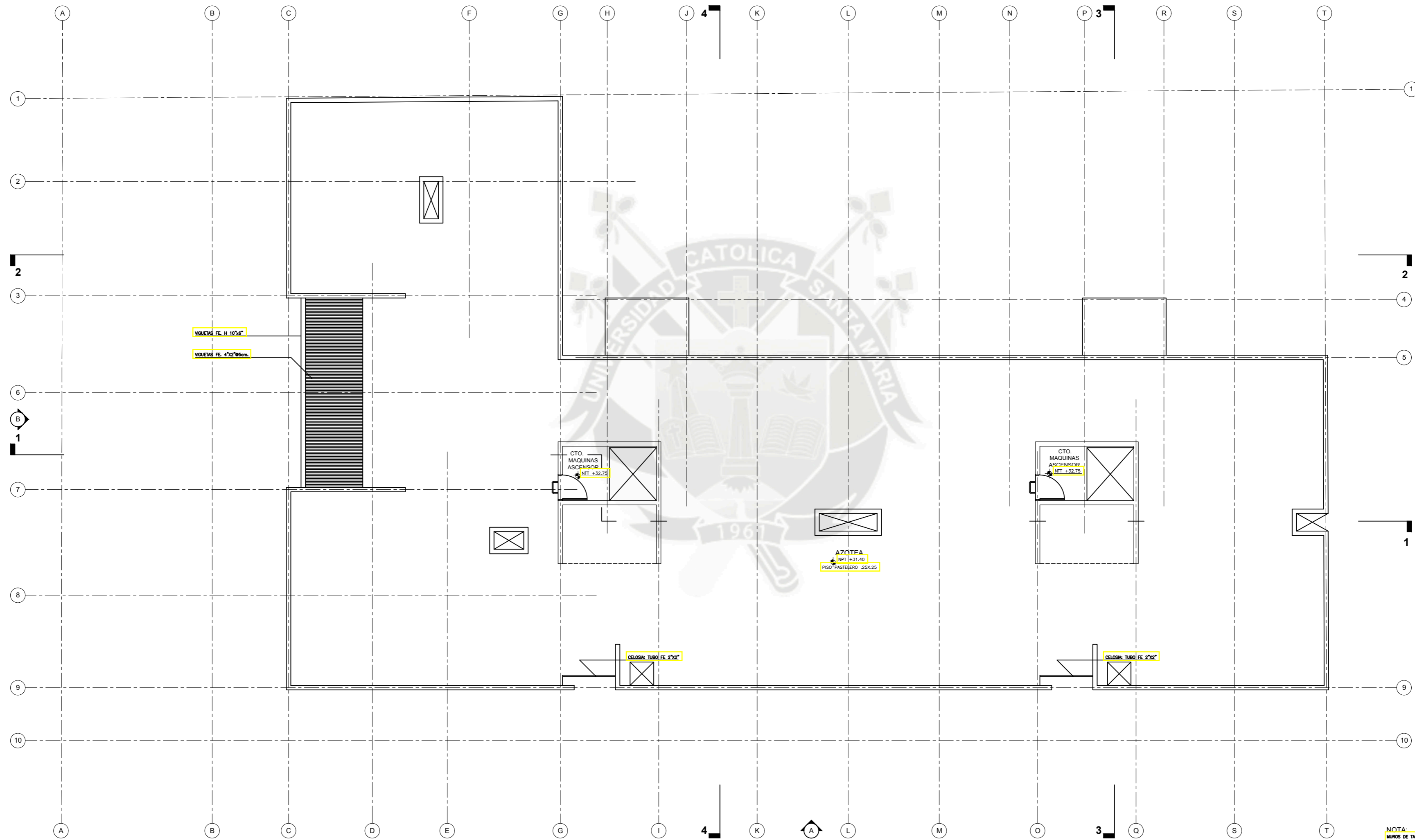
NOTA:  
 LÍNEAS DE TENDIDOS EN PLANTA P1  
 ALZADO DE VENTANA EN PLANTA P10

**PLANTA TIPICA (3° - 12° PISO)**

ESCALA 1/50



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>			
Proyecto:		VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
Plan:		DISTRIBUCION - PLANTA TIPICA (3° - 12° PISO)	
Ubicación:	Distrito : Cerro Colorado	Provincia : Arequipa	Departamento : Arequipa
Escala:	1 : 100	Fecha:	Abril 2018
Dibujado por:	R.G.T.		LAMINA : <b>A-03</b>



**PLANTA AZOTEA**

ESCALA 1/50



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>			
Proyecto:		<b>VIVIENDA MULTIFAMILIAR</b>	
Ubicación:	Plano:		LAMINA:
Distrito : Cerro Colorado	DISTRIBUCION - PLANTA AZOTEA		<b>A-04</b>
Provincia : Arequipa	Escala: 1 : 100	Fecha: Abril 2018	Dibujado por: R.G.T.
Departamento : Arequipa			

NOTA:  
MUROS DE TABICQUERA EN PLACA P7

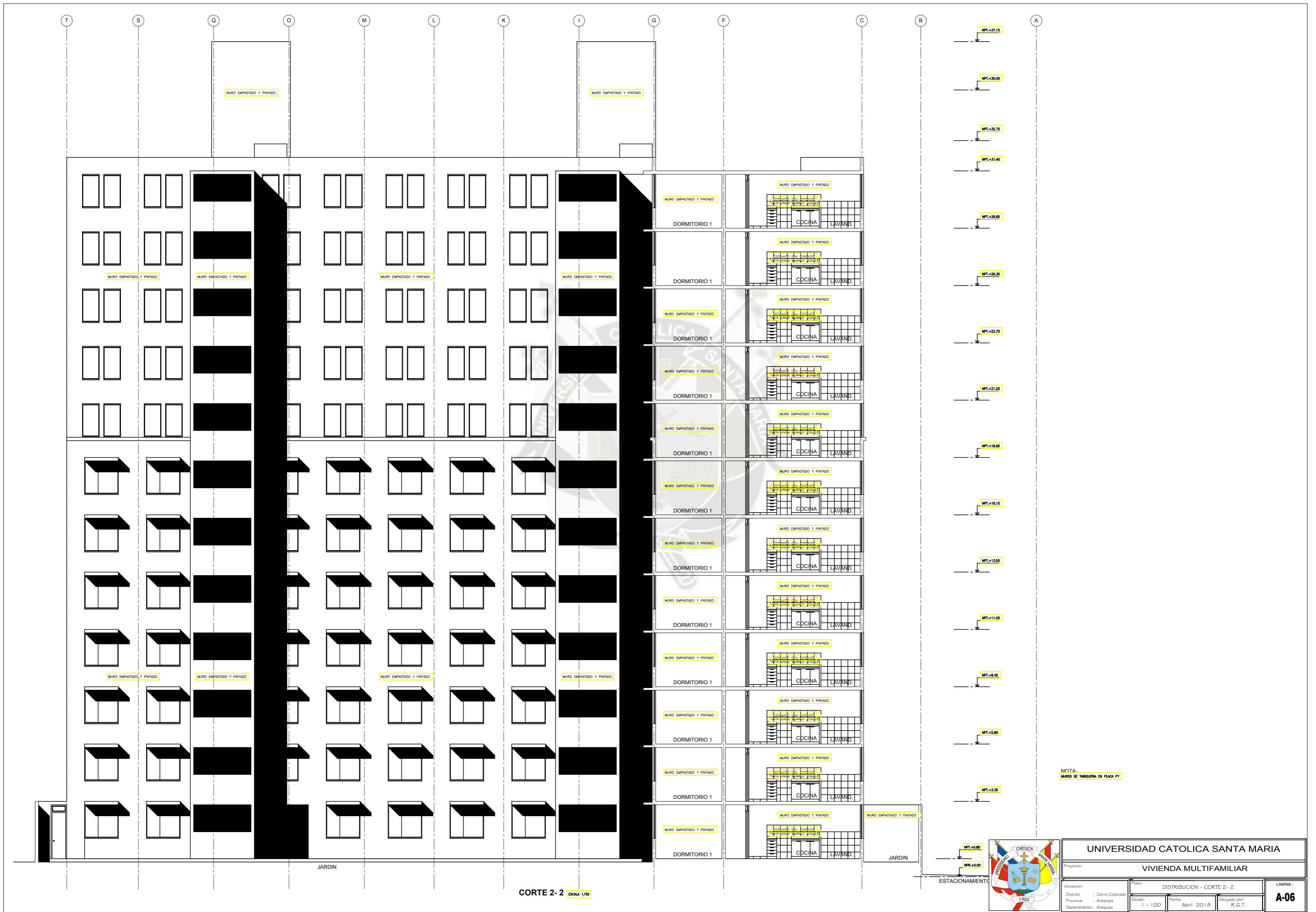


NOTA:  
MUROS DE TABICERA EN PLACA P7



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>	
Proyecto: <b>VIVIENDA MULTIFAMILIAR</b>	
Ubicación: Cuenca, Ecuador	Plano: DISTRIBUCION - CORTE 1 - 1
Distrito: Cuenca	Fecha: Abril 2018
Provincia: Cuenca	Escala: 1 : 100
Departamento: Cuenca	Dibujado por: R.G.T.
<b>LAMINA: A-05</b>	

CORTE 1 - 1 ESCALA 1/50



MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

MURO EMPASTADO Y PINTADO

NPT.+37.15

NPT.+35.00

NPT.+32.75

NPT.+31.40

NPT.+28.85

NPT.+26.30

NPT.+23.75

NPT.+21.20

NPT.+18.65

NPT.+16.10

NPT.+13.55

NPT.+11.00

NPT.+8.45

NPT.+5.90

NPT.+3.35

NPT.+0.80

NPT.+0.00

NOTA:  
Muros de tabiquería en placa P7



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>	
Proyecto: <b>VIVIENDA MULTIFAMILIAR</b>	
Ubicación: : Cerro Colorado	Plano: DISTRIBUCION - CORTE 2- 2
Provincia : Arequipa	Escala: 1 : 100
Departamento : Arequipa	Fecha: Abril 2018
	Dibujado por: R.G.T.
<b>LAMINA : A-06</b>	

**CORTE 2- 2** ESCALA 1/50

JARDIN

JARDIN

ESTACIONAMIENTO

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

DORMITORIO 1

COCINA

COCINA

COCINA

COCINA

COCINA

COCINA

COCINA

COCINA

COCINA

COCINA

COCINA

COCINA

LAVAND.

LAVAND.

LAVAND.

LAVAND.

LAVAND.

LAVAND.

LAVAND.

LAVAND.

LAVAND.

LAVAND.

LAVAND.

LAVAND.



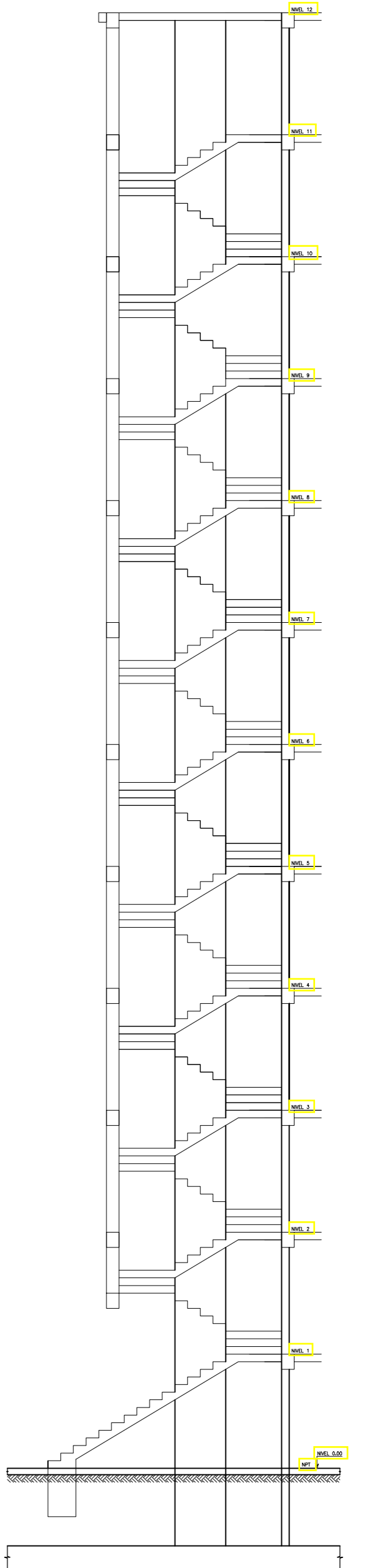
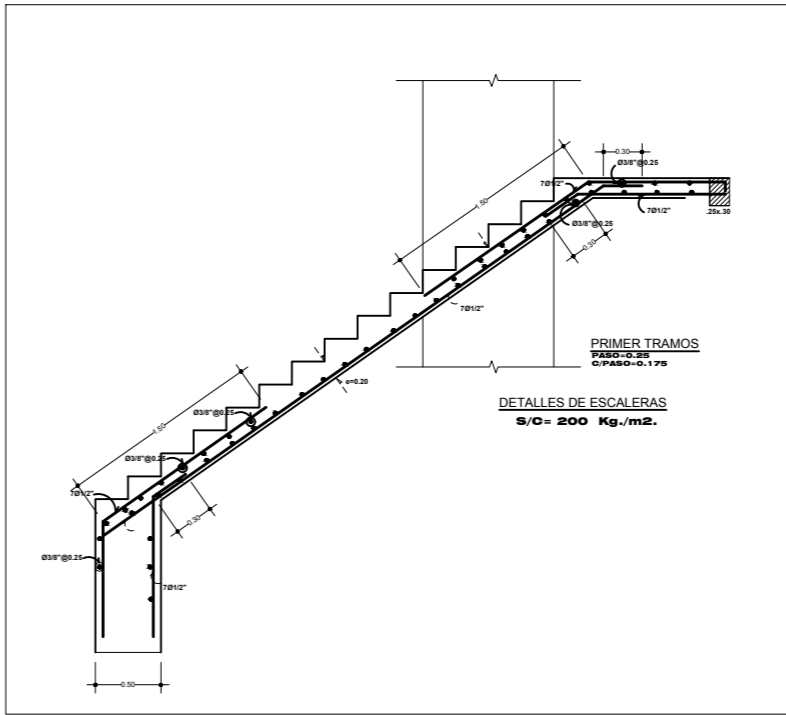
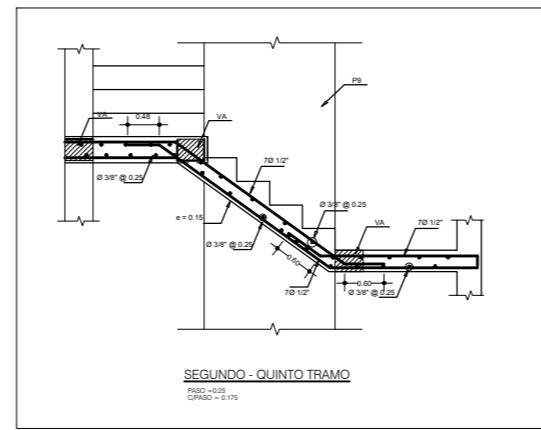
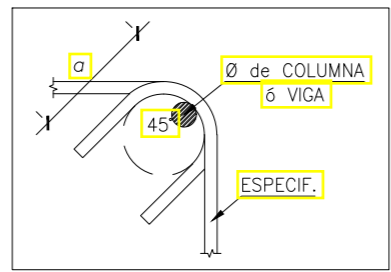
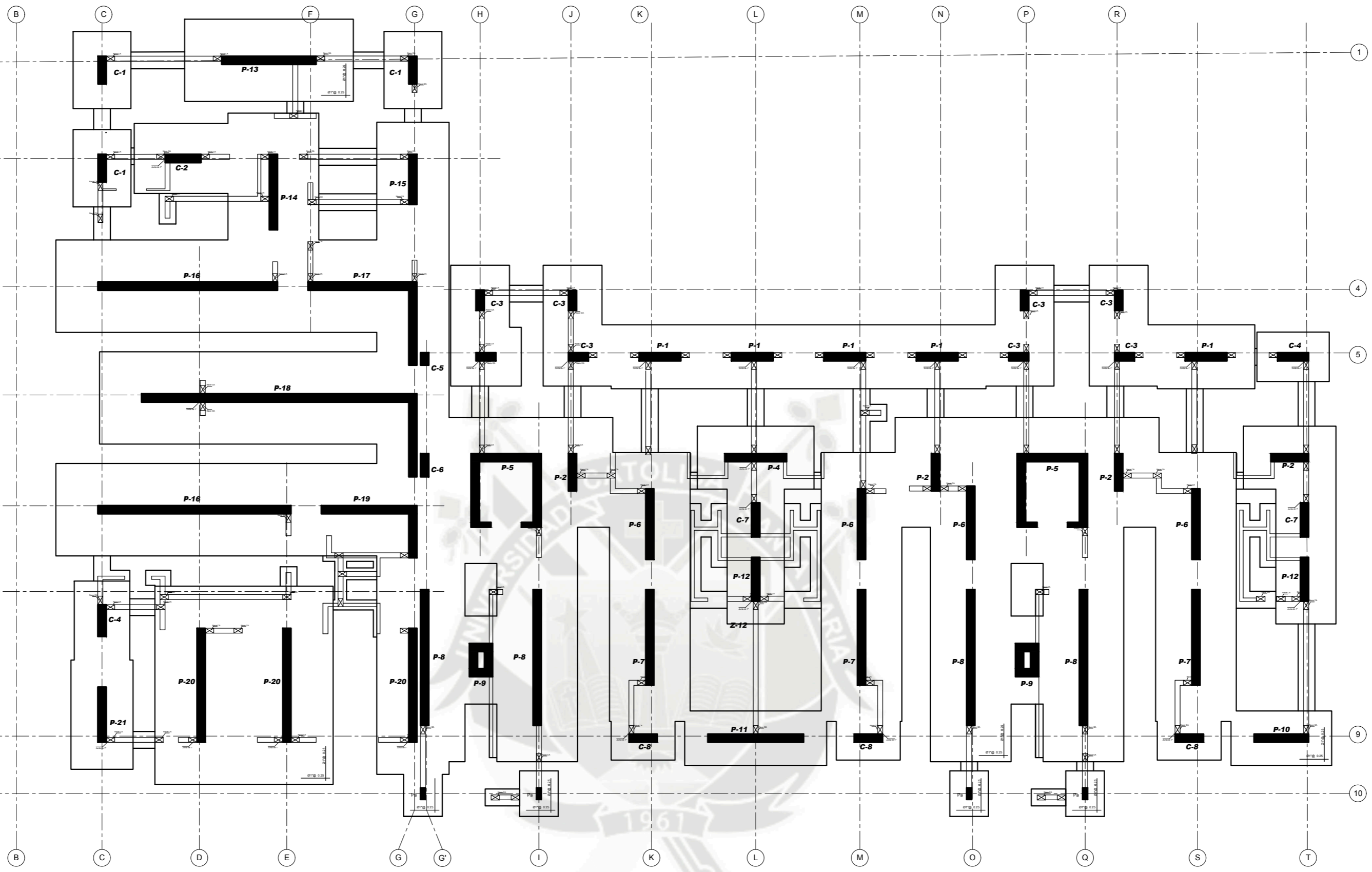
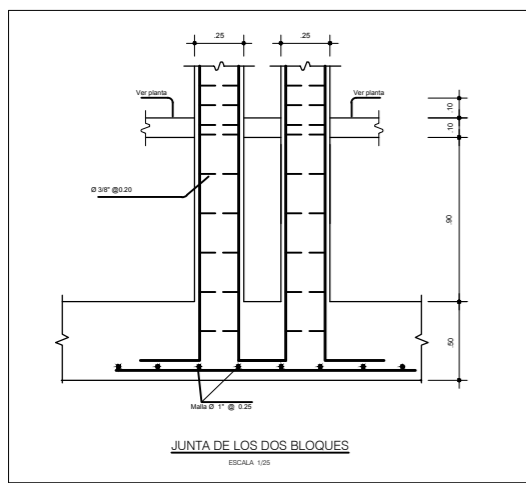
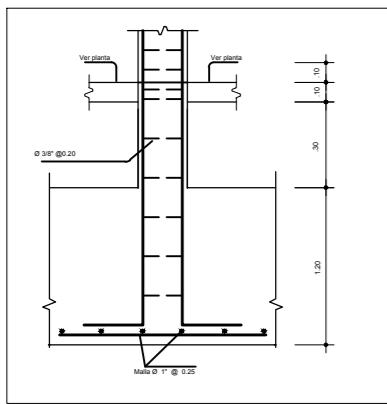
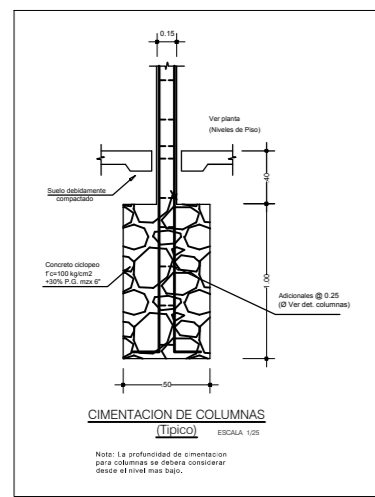
- NPT.+37.15
- NPT.+35.00
- NPT.+32.75
- NPT.+31.40
- NPT.+28.25
- NPT.+26.30
- NPT.+23.75
- NPT.+21.20
- NPT.+18.65
- NPT.+16.10
- NPT.+13.55
- NPT.+11.00
- NPT.+8.45
- NPT.+5.90
- NPT.+3.35
- NPT.+0.80
- NPT.+0.00

ELEVACION A (AV. BOLIVAR) ESCALA 1/200



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>	
Proyecto: <b>VIVIENDA MULTIFAMILIAR</b>	
Ubicación: : Cerro Colorado	Plano: <b>DISTRIBUCION - ELEVACION A (AV. BOLIVAR)</b>
Provincia : Arequipa	Escala: 1 : 100
Departamento : Arequipa	Fecha: Abril 2018
	Dibujado por: R.G.T.
	<b>LAMINA : A-07</b>





**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

**CONCRETO**  
 CONCRETO COLORADO:  $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 35 \text{ N.P.G. max. } 4'$   
 SUBCIMENTACIONES:  $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 35 \text{ N.P.G. max. } 4'$   
 SOLADOS:  $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 35 \text{ N.P.G. max. } 4'$   
 DRENAJE:  $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$   
 COLUMNAS Y MUROS DE CORTE:  $f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$   
 VIGAS Y LOSAS:  $f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$   
 CONCRETO SOBRECIMENTADO:  $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 35 \text{ N.P.G. max. } 2'$   
 FALSO PISO:  $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$   
 COLUMNETA DE ARRIBOS:  $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

**ACERO**  
 ACERO CORRUGADO:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

**RECURSIVOS**  
 JUNTAS: 8.0 cm  
 COLUMNAS Y MUROS DE CORTE: 3.0 cm  
 COLUMNAS: 2.0 cm  
 VIGAS CHATAS Y LOSAS: 2.0 cm

**TERRENO**  
 CARGAZA PORTANTE:  $q_t = 2.10 \text{ Kg/cm}^2$  Cimentación Corriente  
 ASENTAMIENTO MAXIMO: 1.71 cm  
 FRECUENCIA DE DESPLAZATE: Variable  
 TIPO DE SUELO: Grasa arenosa

**ESTRUCTURAS**  
 SISTEMA ESTRUCTURAL: Muros estructurales  
 ESPECTRO DE RESPUESTA:  $Z = 0.10$  (zona 3)  
 $U = 1.0$   
 $T = 1.2$

**ALBAÑERIA**  
 (6) kg/cm<sup>2</sup>

Ø	Longitud de Empalme por Traslape	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
	VALORES DE m	
	H = CUALQUIERA	
	H < 0.30	H > 0.30
3/8"	0.40 m	0.30 m 0.45 m
1/2"	0.40 m	0.35 m 0.50 m
5/8"	0.50 m	0.40 m 0.60 m
3/4"	0.65 m	0.50 m 0.70 m

Ø	r(cm)	a(cm)
1/4"	2	6
3/8"	3	10
1/2"	4	12

COLUMNETA Pa  
 .15 x .40  
 4Ø 1/2" + 2Ø3/8"  
 1/4" Ø @ .25



**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**

Proyecto: **VIVIENDA MULTIFAMILIAR**

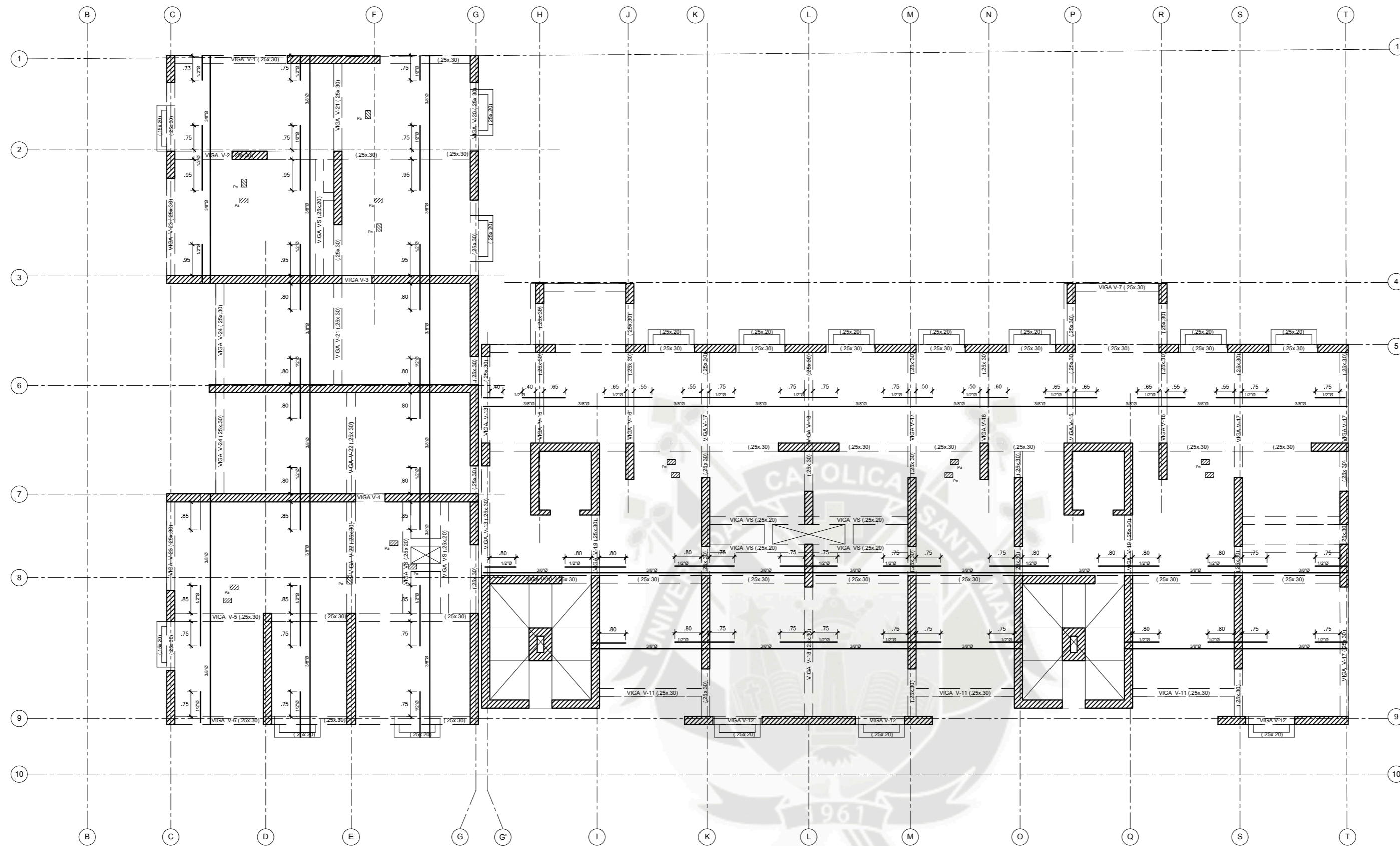
Título: **ESTRUCTURAS - CIMENTACIONES**

Ubicación: Cerro Colorado  
 Distrito: Arequipa  
 Provincia: Arequipa  
 Departamento: Arequipa

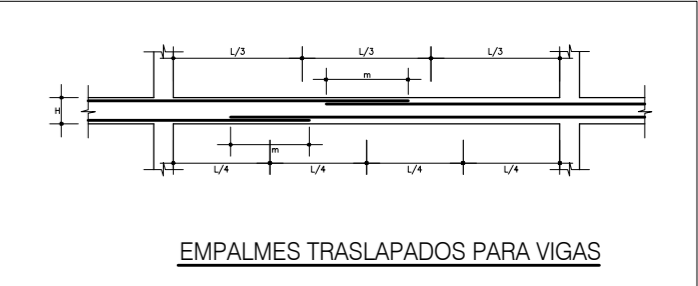
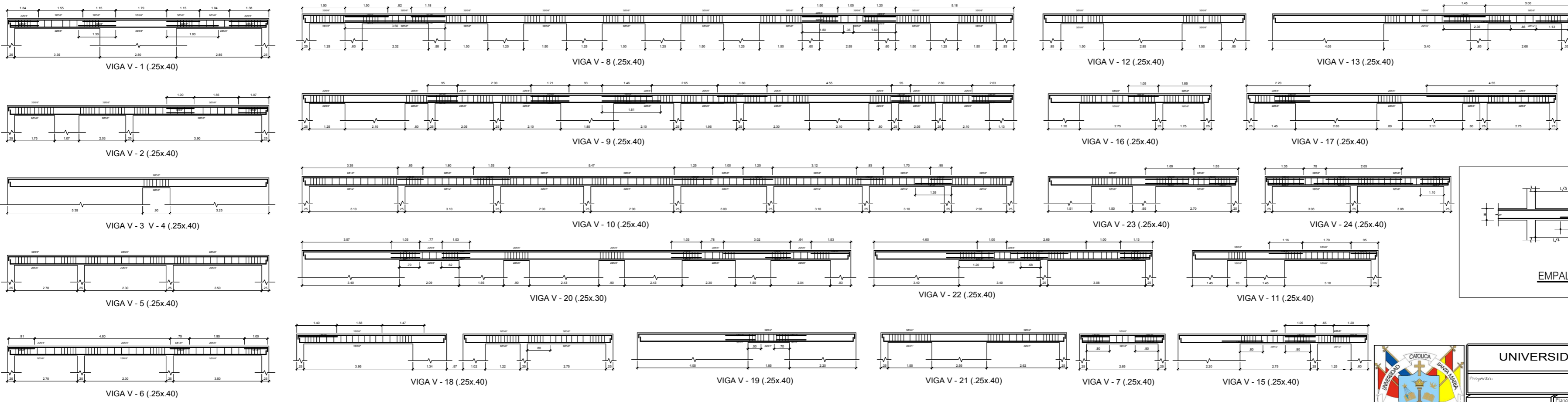
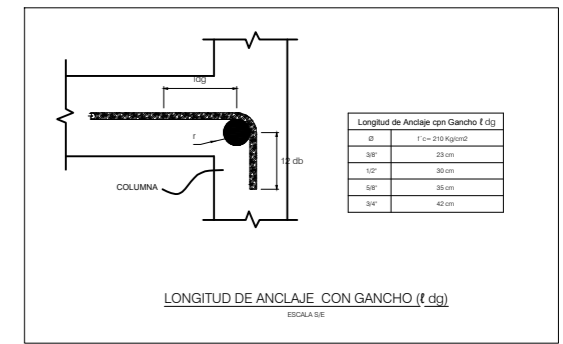
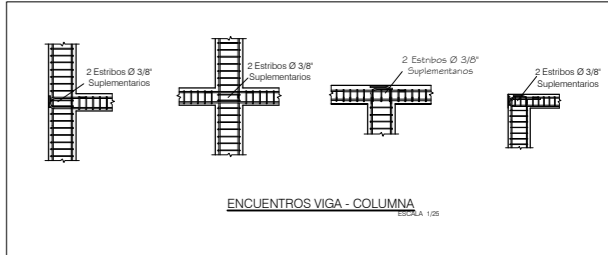
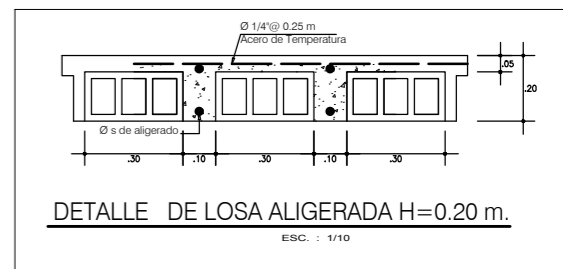
Escala: 1:100  
 Fecha: Abril 2018  
 Elaborado por: R.G.T.

**LAMINA: E-01**





Identificación	Material	Sección	Longitud (m)	Superficie (m²)	Volumen (m³)	Observaciones
V-1	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-2	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-3	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-4	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-5	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-6	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-7	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-8	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-9	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-10	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-11	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-12	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-13	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-14	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-15	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-16	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-17	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-18	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-19	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-20	ACERO	25x30	1.00	1.00	0.03	
V-21	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-22	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-23	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	
V-24	ACERO	25x40	1.00	1.00	0.04	



**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**

Proyecto: **VIVIENDA MULTIFAMILIAR**

Ubicación: **Cerro Colorado**

Districto: **Arequipa**

Provincia: **Arequipa**

Departamento: **Arequipa**

Título: **ESTRUCTURAS - ENCOBRADO 1er - 1 2avo Nivel**

Escala: **1 : 100**

Fecha: **Abril 2018**

Elaborado por: **R.G.T.**

**LAMINA:**

**E-03**