

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingeniería civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON
EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
EN LA CIUDAD DE AREQUIPA**

Tesis presentada por la Bachiller:

Lazo Justo, Lelia Vielka

para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Asesor (a):

Mg. Rosas Espinoza, Jorge

Arequipa- Perú

2022

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
INGENIERIA CIVIL
TITULACIÓN CON TESIS
DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 30 de Septiembre del 2022

Dictamen: 004345-C-EPIC-2022

Visto el borrador del expediente 004345, presentado por:

2014202162 - LAZO JUSTO LELIA VIELKA

Titulado:

**COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

**1938 - FEBRES ROSADO OLGER JAVIER
DICTAMINADOR**



**3045 - BUSTAMANTE MORA BORIS ANDRE
DICTAMINADOR**



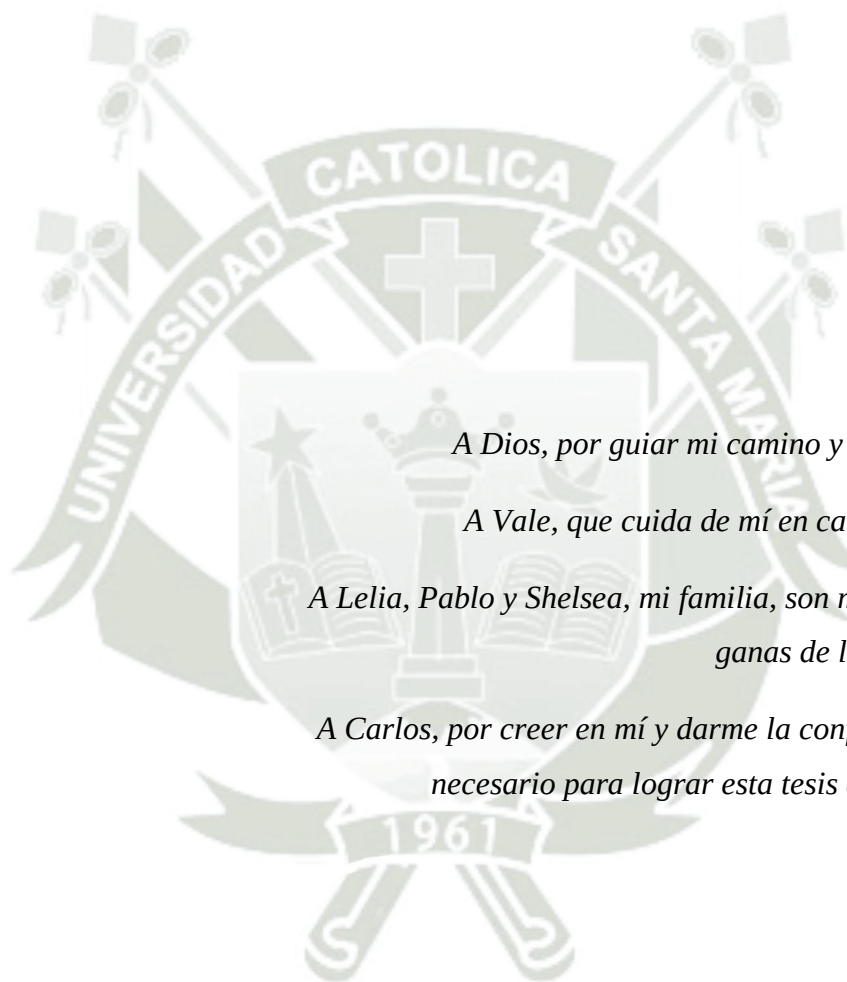
**3327 - GARCIA GODOS PEÑALOZA LUZ MATILDE
DICTAMINADOR**



DEDICATORIAS

A Lelia, Pablo y Shelsea por enseñarme que con esfuerzo y amor se pueden cumplir las metas. A Carlos, por su gran apoyo y amor infinito.

AGRADECIMIENTO



A Dios, por guiar mi camino y darme fortaleza.

A Vale, que cuida de mí en cada paso que doy.

*A Lelia, Pablo y Shelsea, mi familia, son mi cimiento y mis
ganans de lograr mis metas.*

*A Carlos, por creer en mí y darme la confianza y el apoyo
necesario para lograr esta tesis de investigación.*

RESUMEN

La presente tesis de investigación tiene por título **“Comparación técnica-económica de una edificación con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura en la ciudad de Arequipa”**. El objetivo de la presente tesis de investigación es precisar la diferencia técnica-económica entre una edificación con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura en la ciudad de Arequipa.

Esta investigación se clasifica de la siguiente manera; según el énfasis de las variables, primeramente, cuantitativa, ya que se desarrolló la metodología para verificar la hipótesis de carácter descriptivo y explicativo. El nivel de investigación es de carácter explicativo porque explora el porqué de los hechos instaurando la relación causa-efecto. Esta investigación busca satisfacer los conocimientos acerca diseño estructural de una edificación con interacción suelo-estructura y su viabilidad para la aplicación en la Norma E-0.30

Se concluye que la diferencia técnica entre una edificación con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura se basa en el comportamiento de la edificación y la diferencia económica entre una edificación con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura es menor en la estructura con interacción suelo-estructura, a su vez se demuestra que la respuesta estructural presenta diferencias importantes frente al modelo con empotramiento rígido.

Palabras claves:

Empotramiento rígido, Interacción suelo estructura, Método de Barkan.

ABSTRACT

This research thesis is entitled "Technical-economic comparison of a building with rigid embedment and soil-structure interaction in the city of Arequipa". The objective of this research thesis is to specify the technical-economic difference between a building with rigid embedment and soil-structure interaction in the city of Arequipa.

This research is classified as follows; according to the emphasis of the variables, firstly, quantitative, since the methodology was developed to verify the hypothesis of a descriptive and explanatory nature. The level of investigation is of an explanatory nature because it explores the reason for the events, establishing the cause-effect relationship. This research seeks to satisfy the knowledge about the structural design of a building with soil-structure interaction and its feasibility for the application in the E-0.30 Standard.

It is concluded that the technical difference between a building with rigid embedment and soil-structure interaction is based on the behavior of the building and the economic difference between a building with rigid embedment and soil-structure interaction is less in the structure with soil-structure interaction, in turn it is shown that the structural response presents important differences compared to the model with rigid fixation.

Keywords:

Rigid embedment, Soil-structure interaction, Barkan method.

ÍNDICE

DICTAMEN APROBATORIO

DEDICATORIAS

AGRADECIMIENTO

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCION

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO TEÓRICO 3

1. PLANTEAMIENTO TEORICO..... 4

1.1 Antecedentes del problema 4

1.2 Formulación de la problemática de la investigación 6

1.3 Justificación de la investigación..... 6

1.3.1 Justificación Técnica:..... 6

1.3.2 Justificación Económica: 7

1.3.3 Justificación Social: 7

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION 7

1.4.1 Objetivo General 7

1.4.2 Objetivos específicos 7

1.5 HIPOTESIS 8

1.5.1 Hipótesis General..... 8

1.5.2 Hipótesis Especificas 8

1.6 ALCANCE Y DELIMITACION 9

1.7 CARACTERISTICAS DE LA INVESTIGACION..... 10

1.7.1 Tipo de investigación..... 10

1.7.2	Universo	10
1.7.3	Muestra	10
1.7.4	Instrumentos para la recopilación de datos.....	10
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO		12
2.	MARCO TEORICO	13
2.1	SISTEMA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	13
2.2	MODELOS DINÁMICOS CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA ...	17
2.2.1	Modelo Dinámico Barkan.....	17
2.2.2	Modelo Dinámico Norma Rusa	20
2.2.3	Modelo de la las Normas técnicas complementarias por sismo – México 2017	22
2.3	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	27
2.3.1	Predimensionamiento de Vigas:	28
2.3.2	Predimensionamiento de Columnas:.....	28
2.3.3	Predimensionamiento de Losas:	30
2.3.4	Predimensionamiento de Placas o Muros de concreto:.....	31
CAPÍTULO III: CRITERIOS DE DISEÑO Y ESTRUCTURACIÓN.....		32
3.	CRITERIOS DE DISEÑO Y ESTRUCTURACION.....	33
3.1	DATOS DEL PROYECTO:.....	33
3.2	ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.....	33
3.2.1	Trabajos de Campo	34
3.2.2	Ensayos de laboratorio	35
3.2.3	Caracterización Geotécnica	36

3.3	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	40
3.4	CARGAS DE GRAVEDAD.....	41
3.5	PARÁMETROS SÍSMICOS.....	44
3.5.1	Zonificación:	45
3.6	IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL.....	45
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIO CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO		
48		
4.	ANÁLISIS SISMICO DE EDIFICIO CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO	49
4.1	ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO:	49
4.1.1	Periodo fundamental de vibración	49
4.1.2	Peso de la estructura.....	50
4.1.3	Fuerza cortante estática basal.....	51
4.1.4	Distribución de fuerzas sísmicas.....	52
4.2	ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL:	53
4.2.1	Modos de vibración y participación modal.....	57
4.2.2	Criterios de Combinación	61
4.2.3	Fuerza cortante mínima.....	65
4.2.4	Desplazamientos laterales admisibles.....	66
4.2.5	Distorsiones de entrepiso	69
4.3	ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD EN PLANTA Y ALTURA	71
4.3.1	Irregularidades en altura	71
4.3.2	Irregularidad en planta	72

CAPÍTULO V: ANALISIS SISMICO DE EDIFICIO CON EMPOTRAMIENTO FLEXIBLE (INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA)	76
5. ANALISIS SISMICO DE EDIFICIO CON EMPOTRAMIENTO FLEXIBLE ..	77
5.1 ANALISIS ESTRUCTURAL CON EMPOTRAMIENTO FLEXIBLE	77
5.2 GENERALIDADES.....	77
5.3 PREDIMENSIONAMIENTO.....	77
5.3.1 Masas rotacionales y traslacionales	78
5.3.2 Coeficientes de rigidez.....	82
5.4 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO	89
5.4.1 Fuerza cortante estática basal.....	89
5.4.2 Distribución de fuerzas sísmicas.....	90
5.5 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	91
5.5.1 Modos de Vibración y Participación Modal	91
5.5.2 Fuerza cortante mínima.....	92
5.5.3 Desplazamientos laterales admisibles.....	93
5.5.4 Distorsiones de entrepiso	96
5.6 ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ALTURA.....	97
5.6.1 Irregularidad en altura.....	97
5.6.2 Irregularidad en planta	98
CAPÍTULO VI: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	102
6. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO.....	103
6.1 PARÁMETROS	103
6.2 DISEÑO DE VIGUETAS.....	103
6.2.1 Diseño por flexión.....	107

6.2.2	Diseño por corte	107
6.2.3	Ejemplo de diseño de vigueta	108
6.3	DISEÑO DE VIGAS.....	109
6.3.1	Diseño por flexión.....	109
6.3.2	Diseño por cortante	110
6.3.3	Ejemplo de diseño de viga	111
6.4	DISEÑO DE COLUMNAS	115
6.4.1	Diseño por flexo-compresión.....	115
6.4.2	Diseño por cortante	116
6.4.3	Ejemplo de diseño de columna	118
6.5	DISEÑO DE PLACAS.....	123
6.5.1	Diseño por flexo compresión	123
6.5.2	Diseño por cortante	124
6.5.3	Ejemplo de diseño de placas	124
6.6	DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	129
6.6.1	Diseño por cortante	134
6.6.2	Diseño por flexión.....	136
6.6.3	Diseño en programa SAFE 2016 V 16.0.2	137
CAPÍTULO VII: COMPARACION ESTRUCTURAL.....		142
7.	COMPARACION ESTRUCTURAL.....	143
7.1	ANÁLISIS DE COMPARACION DE ESTRUCTURAS POR SISMO	143

7.2 ANÁLISIS DE COMPARACION DE SISMO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	143
7.3 DESPLAZAMIENTOS.....	144
7.4 DISTORSIONES DE ENTREPISO.....	146
7.5 ANÁLISIS COMPARATIVO DE FUERZA CORTANTE	148
7.6 ANÁLISIS COMPARATIVO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN.....	150
7.7 ANÁLISIS DE COMPARACION DEL MOMENTO FLECTOR.....	151
7.7.1 Análisis comparativo de momento flector en vigas	151
7.7.2 Análisis comparativo de momento flector en columnas	152
7.7.3 Análisis comparativo de momento flector en placas	153
CAPÍTULO XIII: ANÁLISIS ECONÓMICO	154
8. ANALISIS ECONOMICO	155
8.1 PRESUPUESTO CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO	155
8.2 PRESUPUESTO CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.....	157
8.3 COMPARACIÓN ECONÓMICA	159
CONCLUSIONES.....	162
RECOMENDACIONES.....	164
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	166
ANEXOS.....	170

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Estructura con interacción suelo-estructura (Nadjai A., 1999)	14
Figura 2-2 Respuesta sísmica de estructura (a) cimentada en roca, (b) empotrada en suelo descansando en roca con campo libre. (Wolf, 1994)	15
Figura 4-1 Primer modo de vibración, periodo 0.686 s. realizado en el software ETABS 18.1.1 (Fuente: Elaboración propia)	59
Figura 4-2 Segundo modo de vibración, periodo 0.628 s. (Fuente: Elaboración propia en el programa ETABS)	60
Figura 4-3 Tercer modo de vibración, periodo 0.473 s. realizado en el software ETABS 18.1.1 (Fuente: Elaboración propia)	61
Figura 4-4 Espectro de diseño en la dirección X-X realizado en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia)	63
Figura 4-5 Espectro de diseño en la dirección Y-Y (Fuente: Elaboración propia programa ETABS).....	64
Figura 4-6 Combinación de carga sísmica en la dirección X-X realizado en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia).....	65
Figura 4-7 Combinación de carga sísmica en la dirección Y-Y realizado en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia).....	65
Figura 5-1 Asignación de masas traslacionales y rotacionales para zapatas y plateas en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia).....	82
Figura 5-2 Asignación de los coeficientes de rigidez realizado en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia)	88

Figura 6-1 Detalle de la sección de vigueta de la estructura (Fuente: Elaboración propia)	104
Figura 6-2 Carga distribuida muerta de vigueta (Fuente: Elaboración Propia)	105
Figura 6-3 Carga distribuida viva de vigueta (Fuente: Elaboración propia)	105
Figura 6-4 Diagrama de momentos de vigueta - Combinación 1 (Fuente: Elaboración propia)	106
Figura 6-5 Diagrama de momentos de vigueta - Combinación 2 (Fuente: Elaboración propia)	106
Figura 6-6 Distribución de acero en vigas Fuente: RNE Norma E.060 realizado en el software ETABS 18.1.1 (Fuente: Elaboración propia)	111
Figura 6-7 Diagrama de momento flector de Viga del eje F – Tercer Nivel realizado en el software ETABS 18.1.1 (Fuente: Elaboración propia)	111
Figura 6-8 Distribución de acero en viga sometida a cortante (Fuente: Elaboración propia)	113
Figura 6-9 Diagrama de fuerza cortante de viga (Fuente: Elaboración propia)	114
Figura 6-10 Distribución de estribos en las vigas según Norma E.030	117
Figura 6-11 Fuerza cortante de diseño en columnas (RNE, E.060, 2009)	118
Figura 6-12 Distribución de acero de Columna C-1 (30x60cm) (Fuente: Elaboración propia)	119
Figura 6-13 Diagrama de interacción de Columna C-1 en la dirección Sismo X-X	120
Figura 6-14 Diagrama de interacción de Columna C-3 en la dirección Sismo Y-Y	121
Figura 6-15 Distribución de acero en Placa 8 (Fuente: Elaboración propia)	126

Figura 6-16 Diagrama de Interacción de la placa P-8 en la dirección del eje X-X (Fuente: Elaboración propia).....	127
Figura 6-17 Diagrama de Interacción de la placa P-8 en la dirección del eje Y-Y (Fuente: Elaboración propia).....	128
Figura 6-18 Esfuerzos por carga estática en la zapata analizada (Fuente: Elaboración propia en programa Safe).....	132
Figura 6-19 Esfuerzos por carga estática y carga sísmica en zapata analizada (Fuente: Elaboración propia en programa Safe)	134
Figura 6-20 Distribución de acero en zapata (Fuente: Elaboración propia)	137
Figura 6-21 Esfuerzos transmitidos en la estructura con empotramiento rígido debido a cargas de gravedad (Fuente: Elaboración propia en programa Safe 2016)	138
Figura 6-22 Esfuerzos transmitidos en la estructura en la dirección XX y Y-Y por acción de cargas de gravedad y carga sísmica con empotramiento rígido (Fuente: Elaboración propia en programa Safe 2016).....	139
Figura 6-23 Esfuerzos transmitidos en la estructura con interacción suelo-estructura debido a cargas de gravedad (Fuente: Elaboración propia en programa Safe 2016).....	140
Figura 6-24 Esfuerzos transmitidos debido a cargas de gravedad y carga sísmica en la dirección XX y Y-Y en la estructura con interacción suelo-estructura (Fuente: Elaboración propia en programa Safe 2016).....	141
Figura 8-1 Presupuesto total de la estructura con empotramiento rígido (Fuente: Powercost Presupuestos V4)	156
Figura 8-2 Presupuesto de estructura con Interacción suelo-estructura (Fuente: Powercost y Presupuestos V4)	158

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentación someras o con pilotes (México, 2017)	27
Tabla 3.1 Resumen de Ensayos de Laboratorio.....	35
Tabla 3.2 Factores de Zona	45
Tabla 4.1 Distribución de fuerzas sísmicas en la estructura con empotramiento rígido (Fuente: Elaboración propia)	53
Tabla 4.2 Espectro de Diseño de Pseudoaceleraciones (Fuente: Elaboración propia)	55
Tabla 4.3 Espectro de pseudoaceleraciones en las dos direcciones de análisis X-X y Y-Y (Fuente: Elaboración propia)	56
Tabla 4.4 Modos de vibración, masa participativa y masa participativa acumulada (Fuente: Elaboración propia).....	57
Tabla 4.5 Factor de amplificación para fuerza cortante mínima (Fuente: Elaboración propia).....	66
Tabla 4.6 Desplazamiento lateral máximo por sismo en dirección X-X (Fuente: Elaboración propia).....	67
Tabla 4.7 Desplazamiento lateral máximo por sismo en dirección Y-Y (Fuente: Elaboración propia).....	68
Tabla 4.8 Distorsiones de entrepiso en la dirección X-X (Fuente: Elaboración propia) ..	69
Tabla 4.9 Distorsiones de entrepiso en la dirección Y-Y (Fuente: Elaboración propia) ..	70
Tabla 4.10 Análisis del efecto de torsión en la dirección X-X (Fuente: Elaboración propia)	73

Tabla 4.11 Análisis del efecto de torsión en la dirección Y-Y (Fuente: Elaboración propia)	74
Tabla 5.1 Masas traslacionales y rotacionales en zapatas para estructura con análisis de ISE Modelo de Barkan (Fuente: Elaboración propia)	80
Tabla 5.2 Masas traslacionales y rotacionales en plateas para estructura con análisis de ISE Modelo de Barkan (Fuente: Elaboración propia)	81
Tabla 5.4 Coeficientes de desplazamiento elástico uniforme (C_y , C_x) y compresión elástica uniforme C_z y no uniforme ($C\Psi_x$, $C\Psi_y$) para zapatas combinadas con análisis de ISE Modelo de Barkan (Fuente: Elaboración propia)	85
Tabla 5.5 Coeficientes de rigidez K_x , K_y , K_z para la estructura con ISE Modelo de Barkan (Fuente: Elaboración propia)	87
Tabla 5.6 Coeficientes de rigidez K_x , K_y , K_z para la estructura con ISE Modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov Fuente: Elaboración propia)	87
Tabla 5.7 Distribución de fuerzas sísmicas en la estructura con interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia)	90
Tabla 5.8 Modos de vibración, masa participativa y masa participativa acumulada en la estructura con interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia)	91
Tabla 5.9 Desplazamiento lateral máximo por sismo en dirección X-X en la estructura con interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia)	93
Tabla 5.10 Desplazamiento lateral máximo por sismo en dirección Y-Y en la estructura con interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)	95
Tabla 5.11 Distorsiones de entrepiso en la dirección X-X en la estructura con interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)	96

Tabla 5.12 Distorsiones de entrepiso en la dirección Y-Y en la estructura con interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)	97
Tabla 5.13 Análisis del efecto de torsión en la dirección X-X en la estructura con análisis interacción suelo-estructura Fuente: Elaboración propia)	99
Tabla 5.14 Análisis del efecto de torsión en la dirección X-X en la estructura con análisis interacción suelo-estructura Fuente: Elaboración propia)	100
Tabla 6.1 Combinaciones de carga debido a la fuerza sísmica en la dirección X-X y Y-Y (Fuente: Elaboración propia)	119
Tabla 6.2 Combinaciones de carga debido a la fuerza sísmica en el eje X-X (Fuente: Elaboración propia).....	125
Tabla 6.3 Combinaciones de carga debido a la fuerza sísmica en el eje Y-Y (Fuente: Elaboración propia).....	125
Tabla 6.4 Combinaciones de carga para diseño de zapata (Fuente: Elaboración propia)	135
Tabla 7.1 Cuadro comparativo de análisis sísmico estático (Fuente: Elaboración propia)	143
Tabla 7.2 Cuadro comparativo sísmico dinámico modal espectral (Fuente: Elaboración propia).....	144
Tabla 7.3 Desplazamiento lateral elástico en la dirección X-X en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia).....	145
Tabla 7.4 Desplazamiento lateral elástico en la dirección Y-Y en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia)	146

Tabla 7.5 Distorsión de entrepiso en la dirección X-X en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)	147
Tabla 7.6 Distorsión de entrepiso en la dirección Y-Y en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia.....	148
Tabla 7.7 Fuerza cortante en la dirección X-X en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia).....	149
Tabla 7.8 Fuerza cortante en la dirección Y-Y en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia	150
Tabla 7.9 Periodo de vibración en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura (Fuente: Elaboración propia).....	151
Tabla 7.10 Momento flector y fuerza cortante del elemento estructural viga en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)	152
Tabla 7.11 Momento flector y fuerza cortante del elemento estructural Columna en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)	152
Tabla 7.12 Momento flector y fuerza cortante del elemento estructural Placa en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)	153
Tabla 8.1 Relación cuantificada (ratio) de la estructura con empotramiento rígido (Fuente: Elaboración propia).....	159
Tabla 8.2 Relación cuantificada (ratio) de la estructura con interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)	159

Tabla 8.3 Comparación económica de los elementos estructurales de la estructura con interacción suelo estructura y empotramiento rígido (Fuente: Elaboración propia)..... 160

Tabla 8.4 Comparación porcentual de los dos tipos de estructuras de la estructura con interacción suelo estructura y empotramiento rígido (Fuente: Elaboración propia)..... 160

Tabla 8.5 Costo por m² de la estructura con interacción suelo estructura y empotramiento rígido (Fuente: Elaboración propia)..... 161



INTRODUCCION

En Perú el análisis sismorresistente de las edificaciones está basado en la norma técnica Peruana E-030, esta reúne los caracteres suficientes para que las estructuras cumplan con un óptimo comportamiento sísmico, así mismo considera la transigencia de la cimentación solo si llega a ser oportuno. Además, permite el empotramiento rígido restringiendo íntegramente los grados de libertad de la estructura ya que la mencionada norma no define ninguna metodología para realizar un análisis específico del comportamiento dinámico de estructura contemplando la interacción entre el suelo y la superestructura.

Por lo tanto, la elección de un modelo adecuado que refleje el comportamiento real del fenómeno debe contener de manera integral la interacción entre el sistema estructural (edificación), sistema de fundación y el suelo, puesto que en condiciones reales subsiste una afluencia de energía desde el suelo de fundación a la superestructura y de la superestructura al suelo, este análisis es también llamado interacción suelo-estructura el cual nos proporciona resultados más próximos a los obtenidos en la realidad.

En contraste, el modelo de empotramiento rígido, conceptualiza el modelo de la estructura, sistema de fundación y suelo de manera independiente, suponiendo que la base de la edificación no sufre deformaciones al momento de examinar el comportamiento dinámico de la estructura. Este empotramiento en la base de la edificación a nivel global en la estructura permite reducir los periodos de vibración, incrementando la aceleración espectral y la demanda sísmica; a nivel de cada elemento estructural incrementa las fuerzas cortantes y los momentos flectores tanto de los

componentes verticales y horizontales. Este incremento de la demanda sísmica influye directamente en el diseño estructural de cada elemento aumentando el acero de refuerzo y costos directos de la estructura.

Usualmente, el estudio acerca de la interacción suelo-estructura se ha experimentado escasamente, por consiguiente, infrautilizado, por lo que los investigadores tienen mayor cabida y así considerar la flexibilidad del suelo de fundación. Finalmente, al elaborar metodicas de cálculo sísmico en edificios, considerando la interacción suelo-estructura influenciará notoriamente al realizar el cálculo estructural y dejará de lado el enfoque tradicional de una estructura empotrada y permitirá implementar una nueva metodología ya utilizada a lo largo del tiempo.

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO TEÓRICO

1. PLANTEAMIENTO TEORICO

1.1 Antecedentes del problema

En el año 1960 Ishizaki y Hatakeyama, dos de los primeros investigadores en mencionar dos aspectos resaltantes referentes a la interacción suelo-estructura durante los terremotos, los cuales eran, primero, el movimiento de una estructura con suelo deformable ante un terremoto y desemejanza de este frente a un suelo totalmente rígido. Segundo, la diferencia de la repercusión del movimiento telúrico en la base del edificio si este no existiese.

Es así que observaciones de la respuesta de edificios durante terremotos nos han mostrado que las estructuras típicas pueden ser influenciadas por las propiedades del suelo, si estos son lo suficientemente flexibles. Además, si hablamos de estructuras relativamente rígidas como estructuras de contención, los efectos de interacción pueden ser importantes incluso para suelos relativamente firmes porque el parámetro importante aparentemente no podría ser la inflexibilidad de la base de fundación, sino la relativa inflexibilidad de la estructura y sus cimientos.

En términos de las propiedades dinámicas de la fundación de la estructura, estudios anteriores han demostrado que la interacción reducirá, en general, la frecuencia fundamental de los sistemas de la estructura sobre una base rígida, disipa parte de la energía vibratoria de la construcción por radiación de ondas en el medio de cimentación (también habrá pérdidas de energía de la fricción interna en el suelo), y modifica la sublevación del cimiento del edificio en comparación al movimiento libertado. Aunque todos estos efectos pueden estar presentes en algunos grados para cada estructura, el punto importante es determinar las condiciones bajo las cuales los efectos son de importancia práctica.

Los materiales complejos de los suelos, la geometría de la estructura de fundación y la complicada naturaleza de los terremotos combinados hacen que la interacción suelo-estructura sea compleja, por lo que se requiere realizar supuestos simplificadores íntegramente en los siguientes puntos de vista en cuestión antes de realizar los diferentes cálculos estructurales.

Usualmente en las investigaciones, el suelo se sublima como lineal, homogéneo, isotrópico y elástico. En algunas situaciones las propiedades dinámicas del medio espacio se aproximan aún más mediante resortes discretos y amortiguadores. Thomson decía que la fundación de un edificio generalmente se simplifica asumiendo que la interfaz edificio-suelo está en la superficie del suelo y que la sección transversal del área de contacto se puede representar por un círculo. (Das, 2006) La excitación del terremoto se idealiza típicamente como verticalmente propagación, horizontalmente incidente, movimiento plano.

Isenberg (1970) ha estudiado los efectos de la interacción para edificios elásticos incrustados en suelos elásticos perfectamente plásticos. La aplicación del método de los elementos finitos al problema puede evitar algunas de las suposiciones anteriores que son principalmente geométricas, pero todavía se requieren modelos simplificados del suelo y la excitación y, a menos que un modelo tridimensional sea utilizado, es necesario hacer una idealización bidimensional del problema.

La representación del sistema de fundación por resortes y amortiguadores es un atractivo enfoque para el diseño porque el sistema resultante es similar a la representación habitual de una estructura de base fija. Sin embargo, es importante darse cuenta de que la representación de la fundación por resortes constantes y amortiguadores no es consistente con el uso de un semiespacio elástico como idealización del suelo.

Si los resortes y los amortiguadores deben ser equivalentes al semiespacio elástico, sus propiedades deben ser dependientes de la frecuencia.

Villareal Castro (2015) afirma que el paso del modelo físico al de cálculo, así como las complejas fórmulas físicas se han llegado a reemplazar a relaciones aproximadas sencillas. La principal exigencia para los modelos de cálculo, es la aproximación cercana del modelo con el objeto real. Por el modelo matemático del proceso, se entiende las ecuaciones de movimiento. En las normas de Rusia, EEUU y de otros países se usa el modelo de péndulo invertido sin peso, con masas puntuales a nivel de entresijos y empotrado en la base (suelo), el cual puede comunicar a la estructura la acción sísmica externa en dos direcciones mutuamente perpendiculares.

Parmelee (1969) afirmaba que el tipo de estructuras ya descritas presenta algunas incompetencias como la pérdida de la posibilidad de descripción de los diversos efectos dinámicos del trabajo real de la estructura; no se muestra el sentido físico de la interacción suelo-estructura. También por efecto de las deformaciones y desplazamientos del suelo el cual, con la estructura, así como debido a la deformación de los primeros niveles de ciertas construcciones, el movimiento que produce el movimiento telúrico que está sometido la estructura se diferencia del movimiento sísmico del suelo.

Por lo tanto, algunos de los métodos estándar de análisis se pueden aplicar a los sistemas de interacción cuando el medio de base se modela de esta manera. Métodos de modo normal de la dinámica estructural no se pueden aplicar a tales sistemas, sin embargo, porque los puntos de cimentación son tales que el modelo de cimentación de edificio no posee modos normales clásicos. A diferencia de estos métodos, los métodos operativos de análisis pueden utilizarse incluso cuando las propiedades de los resortes y amortiguadores dependen de la frecuencia.

Entonces, finalmente los estudios relacionados a la interacción suelo estructura demuestran que el resultado del análisis es válido incluso para sistemas que no poseen modos normales clásicos. Las principales ventajas del enfoque logran que los cálculos involucrados sean equivalentes a los de estructuras simples de base rígida, y que proporciona una visión física de la dinámica de los sistemas de cimentación de edificios.

1.2 Formulación de la problemática de la investigación

¿Cuál es la diferencia técnica-económica entre una edificación con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura?

1.3 Justificación de la investigación

1.3.1 Justificación Técnica:

Se precisará la aplicación del sistema constructivo interacción suelo-estructura y con empotramiento en una edificación, se distinguirá los dos modelos y se llegará al resultado del más

económico e ideal ante un evento sísmico, a su vez se hallará cual posee mayores esfuerzos, y la diferencia en modos de vibración, periodos y frecuencia de los edificios a analizar. Además, se tendrá mejor comprensión del diseño estructural de una edificación con interacción suelo-estructura, así como de su comportamiento.

1.3.2 Justificación Económica:

Se determinará que es más conveniente económicamente realizar un análisis técnico de una estructura con empotramiento flexible en comparación del análisis técnico dado en la norma E-030 el cual considera una estructura empotrada.

1.3.3 Justificación Social:

La comprobación del menor costo que posee el sistema constructivo interacción suelo-estructura contribuiría a las demandas de la sociedad en torno a las construcciones informales por la falta de capital, ya que aminora costos al igual que daños por sismo en edificaciones altas, esto reduce sobre todo pérdida de vidas.

El argumento de la eficacia en el diseño estructural y análisis económico avalaría el empleo de la interacción suelo-estructura en edificaciones estructurales.

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

1.4.1 Objetivo General

Determinar la diferencia técnica-económica entre una edificación con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura en la ciudad de Arequipa.

1.4.2 Objetivos específicos

- Analizar y diseñar la edificación considerando empotramiento rígido e interacción suelo-estructura.

- Calcular los modos de vibración, la fuerza cortante basal, periodos de vibración, desplazamientos laterales de la edificación considerando empotramiento rígido e interacción suelo-estructura.
- Comparar el comportamiento sísmico de la edificación considerando empotramiento rígido e interacción suelo estructura.
- Determinar y comparar los costos directo de las partidas de estructura y metrados de la edificación considerando empotramiento rígido e interacción suelo-estructura.

1.5 HIPOTESIS

1.5.1 Hipótesis General

El análisis y diseño de la estructura considerando interacción suelo estructura presenta menor costo directo que el análisis y diseño de la misma considerando empotramiento rígido.

1.5.2 Hipótesis Específicas

- El análisis lineal de ambas estructuras y el diseño por resistencia permitiría una idealización cercana a la realidad, y determinaría la geometría y propiedades estructurales de la edificación para ambos casos.
- La estructura conjeturando análisis interacción suelo-estructura presentaría una fuerza cortante basal menor, y mayor periodo de vibración al ser más flexible que la estructura con empotramiento rígido.
- La estructura considerando el análisis de interacción suelo-estructura presenta menor metraje y a la vez menor costo directo.

- La estructura con interacción suelo-estructura al poseer un periodo de vibración menor que la estructura empotrada, presentaría mejor comportamiento sísmico puesto que la aceleración espectral sería menor.

1.6 ALCANCE Y DELIMITACION

La nombrada investigación se realizó en el periodo 2021-2022. La investigación se ciñe a diseñar y distinguir la respuesta del sismo dos diferentes sistemas estructurales, uno de ellos idealizando el empotramiento rígido de una estructura y el segundo considerando la flexibilidad del suelo, en el cual se analizará la interacción suelo-estructura. El análisis sísmico se realizará a través de un análisis estático y dinámico modal espectral, mientras que la edificación se analizará en su rango elástico. A su vez, de terminar la diferencia económica de las dos estructuras y englobara los costos directos de las partidas de estructura y su respectiva comparación técnica. La estructura a analizar será un edificio multifamiliar ubicado en la ciudad de Arequipa.

La nombrada investigación se realizará en base a las siguientes normas de diseño estructural tanto nacionales e internacionales:

Normas Técnicas Peruanas:

- Norma de cargas E.020 (2006)
- Norma de diseño sismorresistente E.030 (2018)
- Norma de concreto armado E.060 (2009)

Normas Técnicas Internacionales:

- Norma Rusa SNIP 2.02.05-87
- Modelo Dinámico propuesto por D.D. Barkan O.A. Savinov, V.A. Ilivech

1.7 CARACTERISTICAS DE LA INVESTIGACION

1.7.1 Tipo de investigación

Esta investigación se encasillará, según los datos a analizarse, es cuantitativa; según la metodología para demostrar la hipótesis tiene carácter descriptivo y explicativo.

1.7.2 Universo

El universo se establece por edificaciones con empotramiento rígido en la base y empotramiento flexible considerando la interacción suelo-estructura.

1.7.3 Muestra

Esta investigación se realizará en un modelo estructural de 10 niveles, el cual tiene uso de vivienda multifamiliar, presenta un patrón de características similares a las estructuras que usualmente se diseñan en la ciudad de Arequipa. Se encuentra ubicado en el distrito de Cayma, provincia Arequipa, región de Arequipa.

1.7.4 Instrumentos para la recopilación de datos

AUTOCAD-AUTODESK 2020: Software que permitirá realizar el dibujo digital tanto de planos arquitectónicos y estructurales, así como detalles de estos mismos.

ETABS V9.7.4: Se utilizará este software para realizar el respectivo análisis estructural y dimensionamiento de edificios, a su vez para el análisis de columnas y muros los cuales están sometidos a flexo compresión.

SAFE 12.3.1: En este software se realizará el análisis de la base de fundación de la edificación.

POWERCOST PRESUPUESTOS V4: Se utilizará para realizar el costo directo de partidas netamente del sistema estructural.





CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2. MARCO TEORICO

2.1 SISTEMA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

La interacción suelo-estructura es considerada dinámica y puede definirse como la suma de efectos producidos en la superestructura y el suelo de fundación como consecuencia de la deformabilidad de este ante una excitación sísmica, la interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como la peculiaridad de la acción del suelo en la cercanía de la cimentación. (Fernández Sola & Avilés López, 2008)

La envergadura de aplicar la interacción suelo-estructura en la respuesta estructural está definida por el contraste que existe entre la rigidez del sistema suelo-cimentación y la rigidez de la estructura, por lo que, en estructuras totalmente rígidas el efecto será más pronunciado. Generalmente este efecto es provechoso al sistema estructural bajo la influencia sísmica porque influye en el comportamiento dinámico de la estructura aumentando el periodo fundamental y el amortiguamiento del sistema en comparación con el modelo de base fija. Así también reduce los esfuerzos que se dan en la edificación.

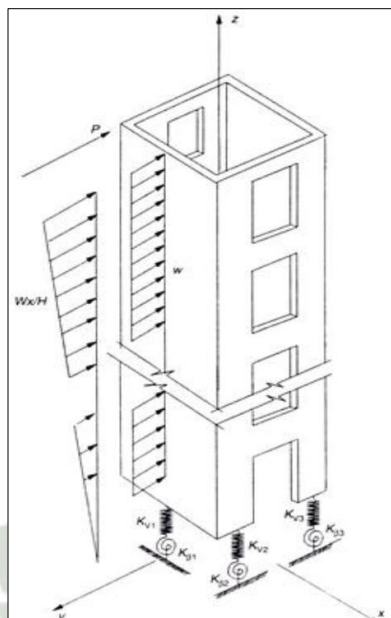


Figura 2-1 Estructura con interacción suelo-estructura (Nadjai A., 1999)

Wolf (1994) ilustró los aspectos más importantes de la ISE, se especifican seguidamente. En la Figura 2-1 se puede observar la reacción de dos estructuras iguales frente a un sismo en la cual la diferencia de estas es el suelo donde están apoyadas. Los aspectos más importantes de ISE se describen a continuación. La Figura 2-1 muestra la respuesta sísmica de dos estructuras idénticas, siendo la diferencia el suelo que soportan. La Figura 2-2 (a) muestra una estructura construida sobre roca, y la Figura 2-2 (b) muestra la misma estructura con una base rígida empotrada en suelo blando, también sobre roca. Las ondas sísmicas que se propagan verticalmente en la roca con movimiento horizontal (llamado movimiento hacia delante) son las mismas en ambos casos. El movimiento longitudinal indicado por las flechas sólidas es proporcional a la excitación sísmica.

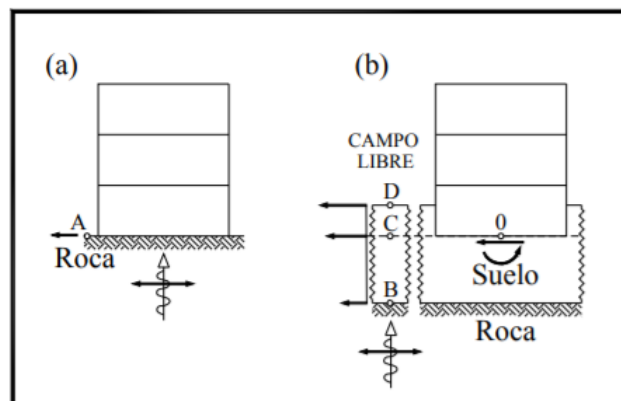
Para estructuras construidas sobre roca Figura 2-2(a), el movimiento de control en el punto A se puede aplicar directamente a los cimientos de la estructura. La aceleración de entrada debida a las cargas de inercia horizontales permanece constante en toda la altura de la estructura. Durante un sismo, produce momentos y fuerzas cortantes transversales que actúan sobre la cimentación. Dado que se supone que la roca es rígida, estos dos esfuerzos resultantes no causan una mayor deformación de la cimentación. El desplazamiento de la base horizontal posterior es igual al movimiento de control sísmico y no produce movimiento de pendiente horizontal de la base es igual al movimiento de control sísmico y no surgirá movimiento de cabeceo.

En la figura 2-1 (b), el movimiento de la base de la estructura en el punto 0 es diferente del movimiento de control. Es importante considerar tres efectos muy importantes porque la forma en que el suelo afecta la respuesta dinámica de la estructura es variable.

Primero, la capa de suelo afecta el movimiento porque reduce el movimiento en el punto B. Sin esta capa de suelo, el movimiento virtual en la roca será igual al movimiento de control. La respuesta de movimiento en un sitio sin estructura y cualquier excavación diferirá de la

Figura 2-2 Respuesta sísmica de estructura (a) cimentada en roca, (b) empotrada en suelo descansando en roca con campo libre. (Wolf, 1994)

respuesta de movimiento de control. Además, se pueden distinguir las ondas sísmicas que se



propagan verticalmente a través de la capa de suelo, de modo que el movimiento en los puntos C y D es diferente del movimiento en el punto B.

Tenga en cuenta que los puntos C y D son nodos en el campo libre, más adelante. encontradas en la estructura de los cimientos cuando se construyó el edificio. Generalmente en función de su contenido de frecuencia, el movimiento es amplificado, lo que da lugar a desplazamientos horizontales hacia la superficie libre del sitio. (Díaz Guzman, Espinoza Barreras, Sánchez Vergara, & Huerta López, 2012)

Espinoza (1999) la excavación y la colocación de la base rígida en el sitio modifica el movimiento. La base de la estructura tendrá un mínimo desplazamiento horizontal y una rotación, la cual también es conocida como movimiento de entrada efectiva, el cual es un efecto que se produce y es mayormente conocido como interacción cinemática. Este pequeño movimiento hace que se produzcan aceleraciones diferentes a las aplicadas en el caso de una estructura cimentada sobre una base rígida o roca. (Díaz Guzman, Espinoza Barreras, Sánchez Vergara, & Huerta López, 2012)

Tercero, las fuerzas inerciales que se dan en la edificación ocasionan una rotación mejor llamado momento de volteo y a una fuerza cortante transversal que actúa como se ve en la imagen en el punto 0 que realizaran deformaciones en el suelo también llamado interacción inercial. Con esto se puede concluir que la interacción inercial se maneja por el contraste de rigidez entre la edificación y el suelo, mientras que la interacción cinemática depende de la forma de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica y para fines prácticos es recomendable que ambas reacciones de interacción se traten de forma independiente (Avilés & Pérez-Rocha, 2004).

La interacción inercial es la que efectúa una prolongación del periodo fundamental de vibración, el incremento o reducción del amortiguamiento, la modificación de la demanda de ductilidad estructural, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema acoplado. Si la base es lo suficientemente rígida, la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación de la cimentación (filtrado de los componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica), así como la generación de cabeceo y torsión de la cimentación (Avilés & Pérez-Rocha, 2004).

Botero (2004) afirmaba que la interacción afecta las propiedades dinámicas de la edificación aparente con base indeformable, además de las propiedades del movimiento del terreno alrededor de la base de fundación. El cabeceo introducido en la base afectará la respuesta, en especial en la posición superior de una edificación con mayor esbeltez, minimizando los ratios de las fuerzas laterales, en el cortante basal y en los momentos de volteo calculados para la estructura, e incrementará los desplazamientos laterales.

Finalmente, a partir de esta imagen se puede dar a conocer la reacción dinámica de una estructura que tiene interacción suelo-estructura y la diferencia de reconocer el empotramiento rígido (roca) de una estructura al suelo despreciando el efecto del suelo frente a un movimiento telúrico.

2.2 MODELOS DINÁMICOS CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

2.2.1 Modelo Dinámico Barkan

El modelo del profesor Barkan se basa en la forma como interactúa la cimentación con la cimentación en forma de un proceso establecido de vibraciones forzadas. D.D. Barkan (1948) logró determinar coeficientes de rigidez los cuales se encuentran en función de los coeficientes de compresión y desplazamiento elástico que actúan sobre una determinada inercia y área. Propuso las siguientes expresiones, las cuales se aplican tanto para zapatas combinadas y zapatas aisladas.

$$Mt = \frac{Pe * a * b * c}{g}$$

$$Mx_{\varphi} = Mt \frac{c^2}{2} + Mt \frac{(b^2 + c^2)}{12}$$

$$My_{\varphi} = Mt \frac{c^2}{2} + Mt \frac{(a^2 + c^2)}{12}$$

$$Mz\Psi = Mt \frac{(a^2 + b^2)}{12} \quad (2.0)$$

$$K_z = C_z A ; K_x = K_y = C_x A ; K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x ; K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y \quad (2.1)$$

Donde:

- M_t : Masa traslacional
- $M_{x\varphi}$: Masa rotacional en la dirección x-x
- $M_{y\varphi}$: Masa rotacional en la dirección y-y
- $M_{z\psi}$: Masa rotacional en la dirección z
- $C_z, C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$: Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme (T/m³)
- C_x : Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme (T/m³)
- A : Área de la base de la cimentación (m²)
- I_x, I_y : Momento de inercia de la base de la zapata combinada respecto a los ejes X y Y. (área zapata combinada)
- I : Momento de inercia de la base de la cimentación perpendicular al plano de vibración. (para zapatas aisladas)

Los coeficientes de desplazamiento y compresión C_z, C_x, C_φ , dependen de otros factores, por esta razón es necesario analizarlos como ciertas características generalizadas de la base de fundación. El científico O.A. Shejter realizó investigaciones teóricas y experimentales que permitieron identificar la dependencia de los coeficientes ya nombrados, con la presión estática p , que transmite la cimentación a la base, así como también dependen de las dimensiones de la base de la cimentación. Los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base en el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov son:

- Para zapatas aisladas:

$$C_z = C_0 \left[I + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad ; \quad C_x = D_0 \left[I + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad ; \quad C_\varphi \left[I + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (2.2)$$

- Para zapata combinada:

$$C_{\phi x} = C_o \left[I + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad ; \quad C_{\phi y} = C_o \left[I + \frac{2(3a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (2.3)$$

Donde:

- D_0 : Coeficiente determinado a través de ensayos experimentales por el científico D.D Barkan
- C_0 : Coeficiente de balasto
- a, b : Dimensiones de la cimentación en los ejes X e Y, respectivamente
- Δ : Coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $1m^{-1}$
- ρ – Presión estática $\frac{P_{edificio} + P_{platea}}{A_{platea}}$

El valor del parámetro “Do”, se obtuvo a través de ensayos experimentales y se calcula con la siguiente expresión:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu} C_0 \quad (2.4)$$

- μ : Coeficiente de Poisson del suelo

De manera aplicable y práctica, podemos utilizar la siguiente fórmula para el coeficiente de Balasto:

$$k_s = C_o = 40(FS)q_a \left(\frac{kg}{cm^3} \right) \quad (2.5)$$

Donde:

- FS : Factor de seguridad
- q_a : Capacidad admisible

A través de esta metodología se puede conocer la relación suelo-estructura frente a un movimiento telúrico.

2.2.2 Modelo Dinámico Norma Rusa

Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z (T/m); desplazamiento elástico uniforme K_x (T/m); compresión elástica no uniforme K_ϕ (T.m) y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ (T.m); se calculan por las fórmulas:

$$K_z = C_z A$$

$$K_x = C_x A$$

$$K_\phi = C_\phi A$$

$$K_\psi = C_\psi A$$

(2.7)

Donde:

- A: Área de la base de la cimentación (m²);
- I: Momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración.
- I: Momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z (T/m³), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (2.8)$$

Donde:

- $m-1$: asumido para suelos arenosos igual a 1 para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5
- E : Módulo de elasticidad del suelo en la base de la cimentación (T/m²) 2 a 10 $\times 10^8$

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x (T/m³); compresión elástica no uniforme C_ϕ (T/m³) y desplazamiento elástico no uniforme C_ψ (T/m³); se determinan por las siguientes fórmulas:

$$C_x = 0.7C_z$$

$$C_\phi = 2C_z$$

$$C_\psi = C_z$$

(2.9)

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas, determinadas por ensayos de laboratorio. En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales z se puede determinar por las fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{p_m}}$$

$$\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{p_m}}$$

(2.10)

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\xi_z = 6 \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \quad (2.11)$$

Donde:

- E: Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación (T/m²)
- Cz: Coeficiente de compresión elástica uniforme (T/m³)
- R: Resistencia de cálculo del suelo de fundación (T/m²) Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

$$\xi_z = 0.6\xi_z$$

$$\xi_\varphi = 0.6\xi_z$$

$$\xi_\psi = 0.3\xi_z$$

$$(2.12)$$

Al aplicar el modelo dinámico del profesor Barkan no se calcula la masa rotacional en el eje Z (M_{ψ_z}), pero se debe recalcar que el modelo dinámico de la Norma Rusa si posee seis grados de libertad, no posee ninguna restricción. Así mismo, las masas traslacionales y rotacionales deben asignarse en el centroide de la zapata o platea, según la estructura que se esté analizando. (Villareal Castro, Diseño sísmico de edificaciones, 2015)

2.2.3 Modelo de la las Normas técnicas complementarias por sismo – México 2017

La Norma Mexicana indica que para realizar el diseño por sismo fue modificada, por lo que actualmente se debe realizar el análisis estructural según el tipo de suelo donde se encuentre apoyada la edificación y es obligatorio considerar el análisis con la interacción suelo-estructura dependiendo de este. México ya cuenta con especificaciones técnicas para realizar este análisis y así tener un comportamiento estructural más apegado a la realidad.

En este modelo de análisis, se debe hallar el espectro se obtenga a partir del SASID (Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño), para aquellas determinadas en estudios basados en propiedades específicas del suelo, el cálculo de la respuesta sísmica de diseño tomará en cuenta los efectos de la estructura del suelo, interacciones cinemáticas e inerciales de según lo que establece la Norma Mexicana.

El análisis de la interacción suelo-estructura se empleará para estructuras desplantadas en las Zonas II o III, ya que los espectros de diseño para campo libre pueden no representar correctamente la excitación sísmica, pues se han despreciado los efectos de interacción cinemática debidos a la difracción de las ondas incidentes por la cimentación, así como los efectos de interacción inercial debidos a la flexibilidad del suelo y de la radiación de ondas. (México, 2017)

En estructuras con niveles subterráneos sin pilas ni pilotes, los efectos de interacción cinemática pueden despreciarse si se cumplen las condiciones siguientes:

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12 \quad (2.13)$$

$$\frac{D}{r} < 0.5 \quad (2.14)$$

Donde:

- r : $\sqrt{\frac{A}{\pi}}$
- A : Área de la cimentación
- D : Profundidad de desplante
- τ_v : Tiempo de transito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante
- V_s : $\frac{4H_s}{T_s}$
- H_s : Profundidad de la segunda capa dura

Si no se cumplen las ecuaciones 2.13 y 2.14, podrán reducirse los espectros de diseño de campo libre según indica la norma. Los efectos de interacción inercial pueden despreciarse si se cumple la condición:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (2.15)$$

Donde:

- T_e : Periodo fundamental de la estructural con base rígida

- H_e : Altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total, excepto de un solo nivel, eue será igual a la altura total
- T_s : Periodo dominante del sitio; se tomará del SASID

Interacción cinemática:

Para modificar espectros de diseño en superficie por efecto del enterramiento de la cimentación, se podrán determinar espectros de sótano siguiendo los pasos generales que se señalan en la sección A.1.

Interacción inercial:

La interacción inercial puede incrementar o reducir las fuerzas de diseño con respecto a los valores que corresponden a base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales pueden sufrir cambios adicionales debidos a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

El cortante basal también se modifica y puede utilizarse tanto para el análisis estático como dinámico modal. Cuando se aplique el análisis estático, la fuerza cortante basal en la dirección de análisis se corregirá por interacción con la expresión:

$$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e \quad (2.16)$$

Donde:

- W_o : Peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas
- W_e : Peso efectivo de la estructura, igual a $0.7W_o$, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a W_o

Las ordenadas espectrales de diseño a' y $\tilde{a}'$, sin y con efectos de interacción, respectivamente, se determinarán como sigue:

$$a' = \frac{a}{RQ'}$$

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{RQ'}$$

$$(2.17)$$

Las fuerzas laterales, momentos torsionantes y momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor $\tilde{V}_o / V_o$ a fin de incluir los efectos de interacción suelo-estructura, siendo $V_o = a'W_o$ la fuerza cortante basal de la estructura con base rígida. El valor de este factor no se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25. En general, la primera condición ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que el periodo del sitio y la segunda, en caso contrario.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis, V_{o1} , se corregirá por interacción suelo-estructura:

$$\tilde{V}_{o1} = \tilde{a}'W_e \quad (2.18)$$

La contribución de los modos superiores y la combinación de las respuestas modales, se consideran como en el caso de estructuras con base fija (los aportes de los modos superiores no se modifican por interacción suelo-estructura con respecto a los que tienen para la estructura con base fija). Toda fuerza o momento calculado para el modo fundamental de vibrar para la condición de estructura con base rígida se multiplicará por el factor V / V_o o 1 a fin de incluir los efectos de interacción inercial, siendo $V_{o1} = a'W_e$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base rígida. El valor de este factor no será menor que 0.75, ni mayor que 1.25. En general, la primera condición ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que el periodo del sitio y la segunda en caso contrario.

Tanto los desplazamientos laterales, el periodo y amortiguamiento efectivos se modificarán dependiendo de la dirección de análisis.

El periodo efectivo del sistema suelo-estructura se determinará como sigue:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (2.19)$$

En la dirección de análisis, el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura elástico se determinará con la expresión:

$$\zeta_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{T_e}\right)^2 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{T_e}\right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{T_e}\right)^2 \quad (2.20)$$

Las rigideces de los resortes elásticos y los coeficientes de los amortiguadores viscosos, se obtendrán de la tabla 2.2 para la frecuencia efectiva del sistema a $\omega = 2\pi/\tilde{T}_e$ considerando círculos equivalentes en área y momento de inercia al área de desplante de la cimentación. Para los modos de traslación y rotación, los radios de dichos círculos están dados por:

$$R_h = \sqrt[2]{\frac{A}{\pi}} \quad , \quad R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (2.21)$$

Para el cálculo de los resortes y amortiguadores del suelo, se pueden emplear métodos alternos basados en principios establecidos de dinámica de cimentaciones o programas de cómputo especializados siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la Administración, la pertinencia del modelo adoptado. El periodo y amortiguamiento efectivos $\tilde{T}_e$ y $\tilde{\delta}_e$ del sistema suelo-estructura se obtienen de forma iterativa, ya que los valores de K_h y K_r así como de C_h y C_r , cambian con la frecuencia. Las iteraciones necesarias para resolver las ecuaciones 2.12 y 2.13 generalmente no son más de tres. Los valores de estos resortes y amortiguadores del suelo se obtienen como se indica en la tabla 2.2 para cimentaciones someras o con pilotes.

Tabla 2.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentación someras o con pilotes (México, 2017)

Cimentaciones someras			
$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta_r \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta_r k_m) / \omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_r}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta_m = \omega R_m / \beta_r \\ \eta_r = \pi R_r / 2H_r \\ \eta_p = [2(1 - \nu_r) / (1 - 2\nu_r)]^{1/2} (\pi R_r / 2H_r) \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h} \right) \times \left(1 + \frac{5D}{4H_s} \right)$	$k_h = 1$	$c_h = \frac{0.65\zeta_r \eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2}; \quad \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1$ $c_h = 0.576; \quad \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4G_s R_v}{1 - \nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right) \left(1 + \frac{D}{2R_v} \right) \times \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0; \quad \text{si } \eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - \nu_s) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v}; \quad \text{si } \eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{R_r} \right) \times \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r; \quad \text{si } \eta_r \leq 2.5$ $k_r = 0.5; \quad \text{si } \eta_r > 2.5, \nu_s \leq 1/3$ $k_r = 1 - 0.2\eta_r; \quad \text{si } \eta_r > 2.5, \nu_s \geq 0.45$ Interpolar linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$	$c_r = \frac{0.5\zeta_r \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2}; \quad \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3\eta_{rp}^2}{1 + \eta_{rp}^2}; \quad \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El predimensionamiento es un proceso iterativo para estimar las dimensiones de los elementos estructurales, a la vez es necesario basarse en los criterios y dimensiones estándares proporcionados por la Norma E.060 para el correcto dimensionamiento, y así tener el adecuado comportamiento del elemento estructural.

2.3.1 Predimensionamiento de Vigas:

Según la Norma E.030 los peraltes o de vigas no preesforzadas depende del tipo de apoyo. Así como el ancho mínimo el cual es 25 cm para vigas que conforman pórticos, sin limitar a vigas con ancho de 15 o 20 cm las cuales no pueden conformar pórticos.

Las vigas denominadas secundarias solo reciben esfuerzos debido al sismo ya que no cargan la losa del entrepiso, estas pueden tener menor peralte, sin embargo, si se tiene en cuenta que los esfuerzos de sismo son muchas veces más importantes que los de cargas de gravedad, no debe reducirse mucho su peralte pues además se estará perdiendo rigidez lateral en esa dirección. (Blasco, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 1994).

Se debe pre dimensionar la estructura considerando rigidez lateral y resistencia tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Antonio Blanco Blasco menciona las dimensiones usuales de vigas:

- $LV \leq 5,50 \text{ m} \rightarrow 25 \times 50 \text{ cm}, 30 \times 50 \text{ cm}$
- $LV \leq 6,50 \text{ m} \rightarrow 25 \times 60 \text{ cm}, 30 \times 60 \text{ cm}, 40 \times 60 \text{ cm}$
- $LV \leq 7,50 \text{ m} \rightarrow 25 \times 70 \text{ cm}, 30 \times 70 \text{ cm}, 40 \times 70 \text{ cm}, 50 \times 70 \text{ cm}$
- $LV \leq 8,5 \text{ m} \rightarrow 30 \times 75, 40 \times 75, 30 \times 80, 40 \times 80$

2.3.2 Predimensionamiento de Columnas:

Las columnas están sometidas a cargas axiales y momento flector, se deben de considerar los dos tipos de carga para y el más crítico será el que gobierne en el dimensionamiento.

Para edificaciones altas, la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden de $0.45f'_c$. Si se trata de edificaciones de poca altura, es posible que los momentos produzcan excentricidades importantes y requiera de un peralte mayor en la dirección del momento más crítico. En edificios aporticados, los momentos de sismo son mayores a los momentos de cargas de gravedad, salvo el caso de vigas con luces significativas mayores a 7 u 8 m.

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de columna: } \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'_c}$$

Para menor carga axial:

$$\text{Área de columna: } \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'_c}$$

Para edificios de 3 a 4 pisos se requieren dimensiones de columnas:

35x35, 40x40, 25x50, 30x60, 30x40, 30x50 o circulares 40 o 50 cm de diámetro, las cuales deben proporcionar la suficiente rigidez lateral tanto en la dirección X y Y.

Para estructuras con luces mayores a 7 u 8 m las columnas exteriores pueden dimensionarse con un peralte 70% u 80% del peralte de la viga principal. (Blasco, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 1994).

2.3.3 Predimensionamiento de Losas:

2.3.3.1 Aligerados:

Las losas aligeradas en nuestro país poseen mayormente espesores de aligerados de 17 cm, 20 cm, 25cm y 30cm. Conforme varíen los lados de la losa, generalmente se arma el aligerado en la dirección más corta, distribuyendo viguetas en esa dirección. El peralte de las losas aligeradas se dimensionará considerando los siguientes criterios según Antonio Blanco Blasco:

17 cm → para luces menores de 4 m

20 cm → para luces entre 4 y 5.5 m

25 cm → luces entre 5 y 6.5 m

30 cm → luces entre 6 y 7.5 m

Así como en la Norma Peruana de Concreto Armado (E060) se precisa diferentes predimensionamientos que evitarán realizar el cálculo de deflexiones.

25 cm → para luces comprendidas entre 6.5 y 7.5 m

30 cm → para luces comprendidas entre 7 y 8.5 m

2.3.3.2 Losa Maciza:

Las losas macizas trabajan como elementos en dos direcciones a menos que no se tenga en una dirección bordes formados por vigas o muros, si la losa tiene sus cuatro bordes formados por vigas, tendrá un comportamiento natural en dos direcciones, y solo si hay dos bordes apoyados en

una dirección se tendrá un trabajo como losa armada en esa dirección. (Blasco, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 1994).

12 ó 13 cm → para luces menores o iguales a 4m

15 cm → para luces menores o iguales a 5.5 m

20 cm → para luces menores o iguales a 6.5 m

25 cm → para luces menores o iguales a 7.5 m

2.3.4 Predimensionamiento de Placas o Muros de concreto:

El dimensionamiento de placas en una estructura aporta rigidez, evita deformaciones laterales y así mismo absorbe las fuerzas de sismo teniendo una adecuada distribución de esfuerzos.

El espesor mínimo de una placa o muro de concreto es de 10 cm, aunque generalmente se considera 15 cm de espesor en edificios de mediana a pequeña altura y de 20 a 30 cm en edificios de mayor altura, dependiendo del número de pisos. Existen recomendaciones generales para el dimensionamiento de placas, pero esta se debe determinar mediante un análisis sísmico iterativo, cumpliendo con los requisitos mínimos de desplazamientos relativos impuestos por las normas de diseño.

CAPÍTULO III: CRITERIOS DE DISEÑO Y ESTRUCTURACIÓN



3. CRITERIOS DE DISEÑO Y ESTRUCTURACION

3.1 DATOS DEL PROYECTO:

El presente trabajo de investigación abarca un edificio multifamiliar de 10 pisos de planta típica, el nivel de entrepiso es de 2.40m, cuenta con 01 caja de ascensor y 01 escalera de emergencia. Se realizará el análisis estructural de la edificación la cual es de muros estructurales (en el capítulo 04 se hizo la comprobación) a su vez se consideró el análisis con interacción suelo-estructura en el diseño estructural para estas dos metodologías y finalmente el análisis de costos directos de todo el edificio comparando los resultados obtenidos de las dos metodologías.

Datos de la edificación:

- **Ubicación:** Arequipa - Cayma
- **Cantidad de niveles:** 10
- **Uso:** Vivienda
- **Área construida:** 319.81 m²

3.2 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

El estudio comprende las tres siguientes etapas; trabajo de campo, laboratorio y caracterización geotécnica. La primera etapa comprende el reconocimiento del lugar, ejecución de 03 calicatas de exploración, extracción de muestras y registro de exploración. La segunda etapa considera ensayos de laboratorio en muestras alteradas. La tercera etapa, considera el cálculo de capacidad admisible portante y asentamientos. El autor de la presenta tesis calculó y realizó la caracterización geotécnica en base a los datos obtenidos en las dos primeras etapas, las cuales

fueron desarrolladas por Roberto Cáceres Flores S.R.L - Laboratorio de ensayo acreditado ISO/EIC 17025.

3.2.1 Trabajos de Campo

En el área del proyecto se ejecutaron 3 calicatas con profundidad de 3.8m, en las cuales se obtuvieron muestras alteradas y no hubo presencia de nivel freático en ninguna calicata. Durante la visualización del perfil estratigráfico se pudo delimitar los dos siguientes estratos:

- **ESTRATO I (ALUVIALES):**

Conformado por intercalaciones de arenas limosas, finas y gravosas (aluviales) de colores marrones y grises, medianamente compacto, humedad media y con la presencia de fragmentos de pómez. Este estrato alcanza hasta la profundidad auscultada de las calicatas uno y tres; y tiene una potencia de 3.45 m en la calicata dos.

- Arena gravosa gris con botonería de hasta 40 cm de diámetro máximo en la zona superior de la calicata uno y hasta la profundidad de auscultación de la calicata tres.
- Arena limogravosa marrón con bolonería continua de hasta 20 cm de diámetro máximo en la zona inferior hasta la profundidad de auscultación de la calicata uno.
- Arena limosa marrón con bolonería esporádica de hasta 15 cm de diámetro máximo en la zona inferior de la calicata dos.

- **ESTRATO II (PUZOLANA):**

Conformado por tufo volcánico de color rosáceo, humedad media, compacidad alta, con la presencia de fragmentos de pómez en forma esporádica. Este estrato alcanza hasta la profundidad auscultada solo en la calicata dos.

3.2.2 Ensayos de laboratorio

Los ensayos comprenden lo siguiente, análisis granulométrico, límites de Atterberg y determinación peso volumétrico en diferentes condiciones. En la Tabla 3.1 se resume los parámetros calculados para el estrato sobre el cual se cimentará la estructura.

Tabla 3.1 Resumen de Ensayos de Laboratorio

Clasificación SUCS	
Grava	6%
Arena	72%
Finos	22%
Límite Líquido	No Presenta
Límite Plástico	No Presenta
Peso Volumétrico Saturado	1.854 grf/cm ³
Peso Volumétrico Sumergido	0.854 grf/cm ³
Peso Volumétrico Máximo	1.429 grf/cm ³
Peso Volumétrico Natural Seco	1.381 grf/cm ³
Peso Volumétrico Mínimo	1.187 grf/cm ³
Cohesión	No calculada
Angulo de Rozamiento	30.3°

El estrato no presenta límite líquido ni límite plástico, por lo tanto, tampoco presenta índice de plasticidad. El ángulo de fricción 30.3° se ha obtenido mediante correlaciones obtenidas del ensayo cono penetrómetro dinámico portable.

3.2.3 Caracterización Geotécnica

En base a la exploración y reconocimiento geotécnico se establecieron las siguientes características geotécnicas en los estratos:

- **ESTRATO I:** Dada su naturaleza aluvial, predominio granular y grado de compacidad este estrato tiene condiciones adecuadas para fines de cimentación; sobre este estrato se podrá apoyar la cimentación. Los asentamientos por consolidación están descartados y los inmediatos no deben exceder a los permisibles. El estrato I tiene un espesor de 3.5 metros, siendo esta la capa mas superficial.
- **ESTRATO II:** Debido a su grado de compacidad este estrato tiene condiciones medias para fines de cimentación; sobre este estrato se podrá apoyar la cimentación. Los asentamientos por consolidación están descartados y los inmediatos no deben exceder a los permisibles. El estrato II inicia desde los 3.5 metros.

3.2.3.1 Condiciones de cimentación

El estrato de apoyo en la cimentación se encuentra en el estrato I el cual ya se describió. Se utilizará los siguientes datos para el cálculo de capacidad portante:

- Profundidad de desplante = 2.40 m
- Factor de seguridad = 3
- Asentamiento permisible = 2.54 cm

3.2.3.2 Capacidad portante del suelo

La capacidad portante permisible de los suelos debe ser calculada considerando el valor menor entre la capacidad última del suelo y los asentamientos permisibles. Primeramente, se calculará la capacidad portante considerando la ecuación de Meyerhof (1963), luego se comprobará con los asentamientos permisibles.

Meyerhof (1963) condensa diferentes escenarios y condiciones en la siguiente ecuación general de capacidad portante:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + q'N_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

En donde:

- c' = Cohesión
- q' = Esfuerzo efectivo
- γ = Peso unitario del suelo
- B = Ancho o diámetro de la fundación
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de carga
- N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

Se calcula los factores que se utilizarán para la fórmula de capacidad portante. Se considera una zapata cuadrada de 1.5m los lados.

Factor de Capacidad de Carga (Vesic, 1973):

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{30.3}{2} \right) e^{\pi \tan(30.3)} = 19.04$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi') = (19.04 - 1) \cot(30.3) = 30.87$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi') = 2(19.04 + 1) \tan(30.3) = 23.42$$

Se considera que no existe inclinación de la carga aplicada en la fundación, por lo cual se desprecia los factores de inclinación de carga (F_{ci} , F_{qi} , F_{yi}).

Factor de Forma (Debeer,1970):

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{1.5}{1.5}\right) \left(\frac{19.04}{30.87}\right) = 1.62$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan\phi = 1 + \left(\frac{1.5}{1.5}\right) \tan(30.3) = 1.58$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.5}{1.5}\right) = 0.60$$

Factor de Profundidad (Hansen,1970):

$$\frac{D_f}{B} = \frac{2.4}{1.5} = 1.6 \geq 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \left(\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan(30.3) (1 - \sin(30.3))^2 \left(\tan^{-1} \left(\frac{3.2}{1.5} \right) \right) = 1.29$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi} = 1.29 - \frac{1 - 1.29}{(30.87) \tan(30.3)} = 1.35$$

Luego se calcula el esfuerzo efectivo bajo la fundación (q') y la capacidad ultima (q_u):

$$q' = \gamma D_f = 1.381(2.4) = 3.31 \text{ kgf/cm}^2$$

$$q_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

$$q_u = (3.31)(19.04)(1.58)(1.33)(1) + \frac{1}{2} (1.38)(1.5)(23.42)(0.6)(1.0)(1.0)$$

$$q_u = 144.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 14.4 \text{ kgf/cm}^2$$

Finalmente, se calcula la capacidad admisible considerando un factor de seguridad (FdS)

igual a 3:

$$q_{adm} = \frac{14.4 \text{ kgf/cm}^2}{3} = 4.8 \text{ kgf/cm}^2$$

3.2.3.3 Asentamientos Inmediatos

Para el análisis de asentamientos elásticos, se han considerado los valores recomendados por J. Bowles para el módulo de elasticidad (E). Para N = 11

$$S_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E} I_p$$

En donde

- S_i = Asentamiento inmediato
- q = Esfuerzo efectivo
- B = Ancho de la Zapata
- E = Módulo de Elasticidad = 150 kgf/cm²
- ν = Módulo de Poisson = 0.3

$$S_i = \frac{(48)(1.5)(1 - 0.3^2)}{1500} (0.863) = 3.76 \text{ cm}$$

Este valor de asentamiento inmediato es mayor al asentamiento inmediato permisible (2.54 cm). Se considera como esfuerzo efectivo admisible (q_a) 2.8 kgf/cm² debido a que el asentamiento inmediato generado por este esfuerzo es menor al permisible.

$$S_i = \frac{(28)(1.5)(1 - 0.3^2)}{1500} (0.863) = 1.39 \text{ cm}$$

3.2.3.4 Coeficiente de Balasto

El coeficiente de balasto (C_o) se obtendrá a partir de la formula a continuación, en la cual la expresión k_s es el módulo de Winkler o balasto; FS es el factor de seguridad igual a 3; y q_a es la capacidad portante admisible del suelo.

$$k_s = C_o = 40(FS)q_a$$

$$k_s = C_o = 40(3)(274.6) \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

$$k_s = C_o = 32\,952 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

$$k_s = C_o = 3.36 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm}$$

El coeficiente de balasto será utilizado para la metodología de interacción suelo-estructura.

3.2.3.5 Sismicidad y características dinámicas del suelo

Se puede corroborar con el estudio de mecánica de suelos que el factor de zona es 0.35 y a la vez según los sondeos efectuados para hallar la fuerza sísmica horizontal el factor de suelo es un suelo intermedio 1.15 y el periodo que define el espectro del suelo es 0.60s

3.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

- Concreto
 - Resistencia a la compresión (f'_c) : 280 kgf/cm²
 - Deformación unitaria a compresión (ϵ_{cu}) : 0.003 mm/mm
 - Módulo de Poisson (ν) : 0.15
 - Módulo de elasticidad (E_c) : 250998.01 kgf/cm²

- Acero de refuerzo
 - Límite de fluencia ($f'y$) : 4200 kgf/cm²
 - Módulo de elasticidad del acero (E_s) : 2 000 000 kgf/cm²
 - Módulo de Poisson (ν) : 0.30
 - Deformación unitaria a tracción (ϵ_y) : 0.0021 mm/mm

3.4 CARGAS DE GRAVEDAD

Según indica la norma E.020 para realizar el análisis de cargas del edificio se considerará carga muerta, viva y de sismo. Se han aplicado a los dos sistemas, tanto empotramiento rígido como interacción suelo-estructura.

Las cargas a emplear son:

❖ Carga viva:

- Tabiquería móvil: 100 kgf/m²
- Sobrecarga azotea: 100 kgf/m²
- Escaleras: 400 tnf/m²

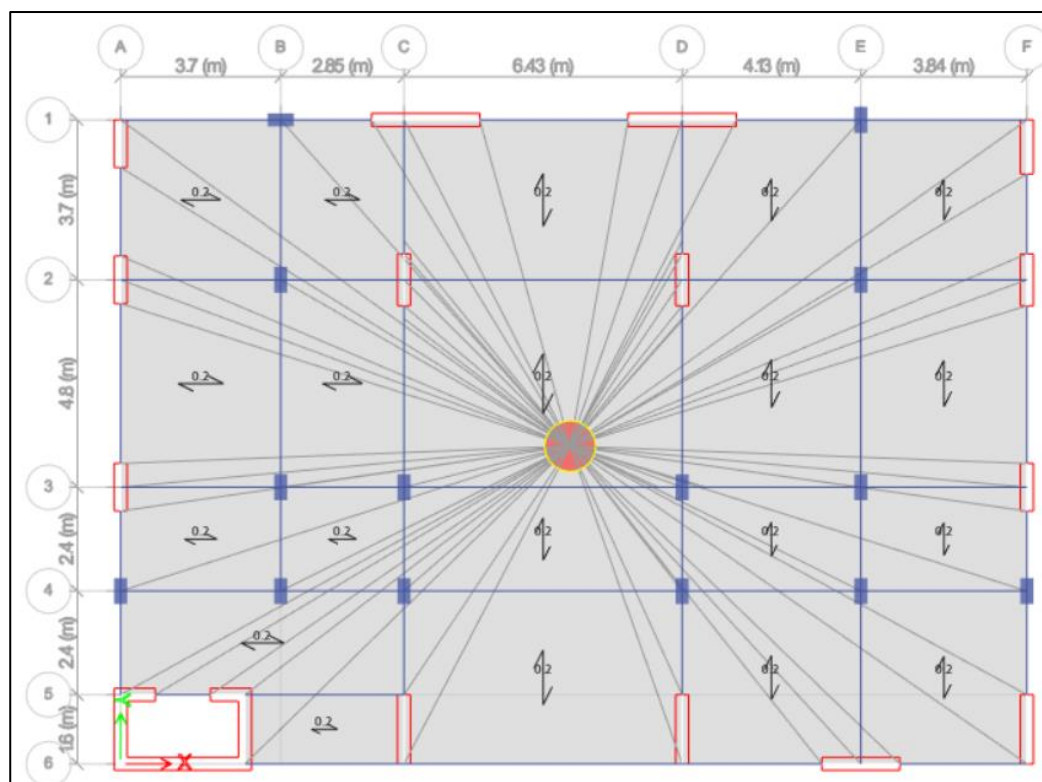
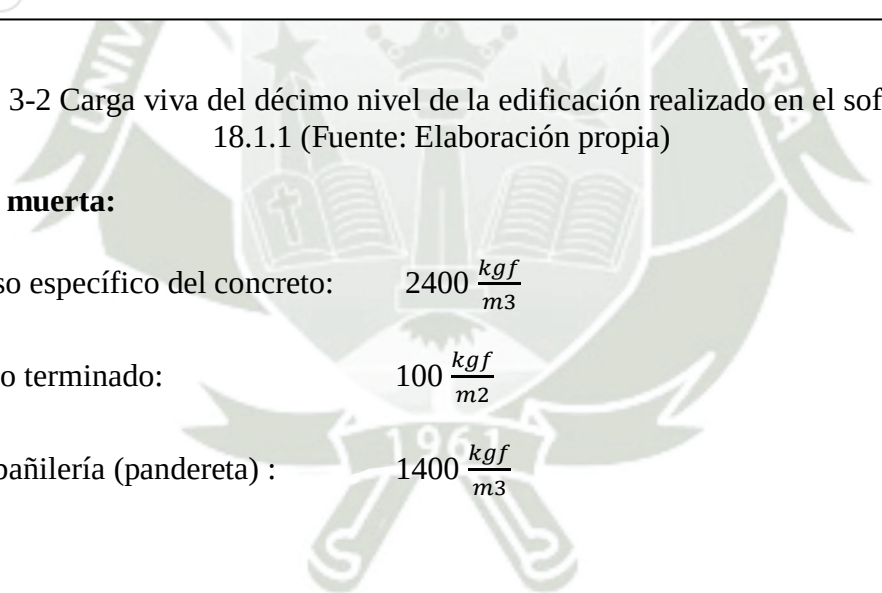


Figura 3-1 Carga viva del primer al noveno nivel de la edificación realizado en el software ETABS 18.1.1 (Fuente: Elaboración propia)



❖ **Carga muerta:**

- Peso específico del concreto: $2400 \frac{kgf}{m^3}$
- Piso terminado: $100 \frac{kgf}{m^2}$
- Albañilería (pandereta) : $1400 \frac{kgf}{m^3}$

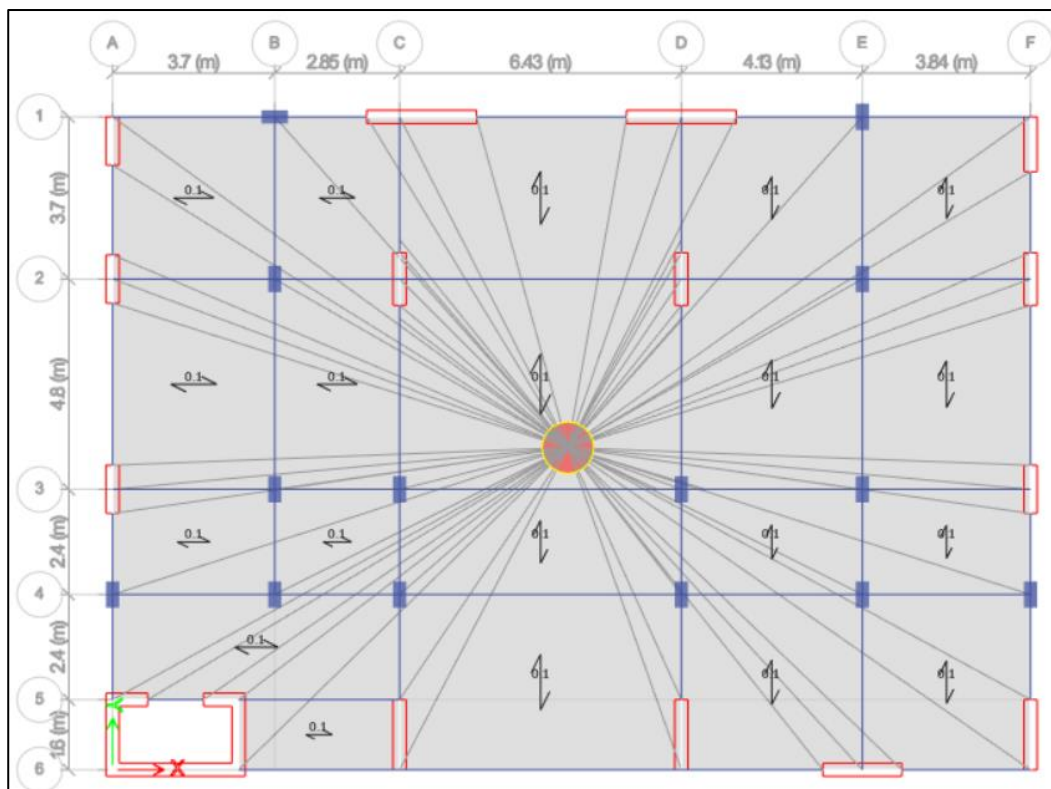


Figura 3-3 Carga muerta del primer al décimo nivel de la edificación realizado en el software ETABS 18.1.1 (Fuente: Elaboración propia)

3.5 PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros sísmicos utilizados se describen seguidamente, los cuales servirán para hallar el espectro de pseudo aceleración, el cual será utilizado para ambas estructuras tanto en dirección X-X y Y-Y. Los siguientes parámetros se obtuvieron al hacer el análisis de la Norma E.030 y del estudio de mecánica de suelos del terreno a construir, el cual se encuentra detallado en el capítulo 3.1

3.5.1 Zonificación:

La Norma Peruana E-030 ordena cuatro zonas sísmicas, en la edificación a analizar el suelo se encuentra en la Zona 3, por lo que se puede divisar en la Tabla 3.2 los factores de zona.

Tabla 3.2 Factores de Zona

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Los datos obtenidos del Estudio de Mecánica de Suelos, según los sondeos efectuados en la zona se utilizaron los valores siguientes:

- Factor de Suelo: S_2 1.15
- Periodo (T_p): 0.60 s
- Periodo (T_l) : 2 s

3.6 IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL

Las dos edificaciones se estudiarán a través del análisis tridimensional dinámico elástico. Por lo que se utilizaran los softwares ETABS 9.7.4, CSI COLUMN y SAFE 12.3.1 para realizar el modelo estructural y análisis respectivo.

En la Fig. 3-4 y 3-5 se observa el modelo estructural con empotramiento rígido. los de color rojo son muros estructurales, los de color gris son losas aligeradas unidireccionales.

elementos de color azul representan vigas.

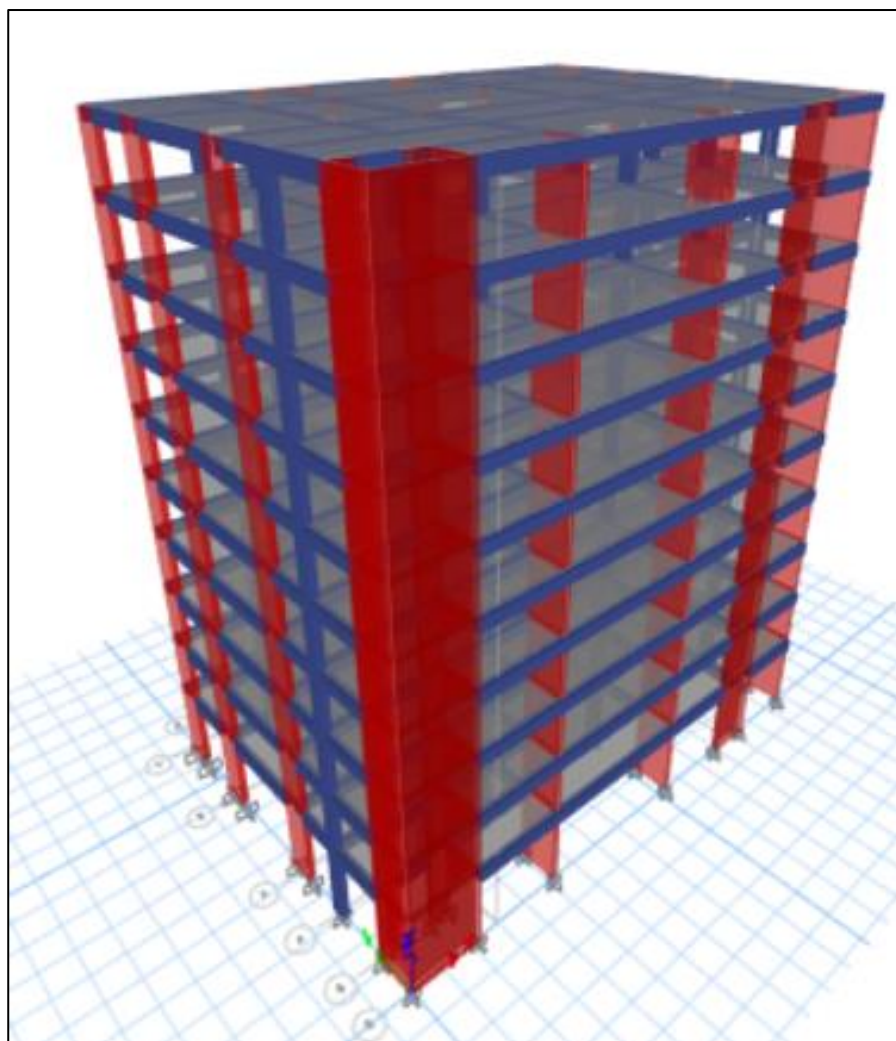


Figura 3-4 Idealización estructural 3D Eje X-X realizado en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia)

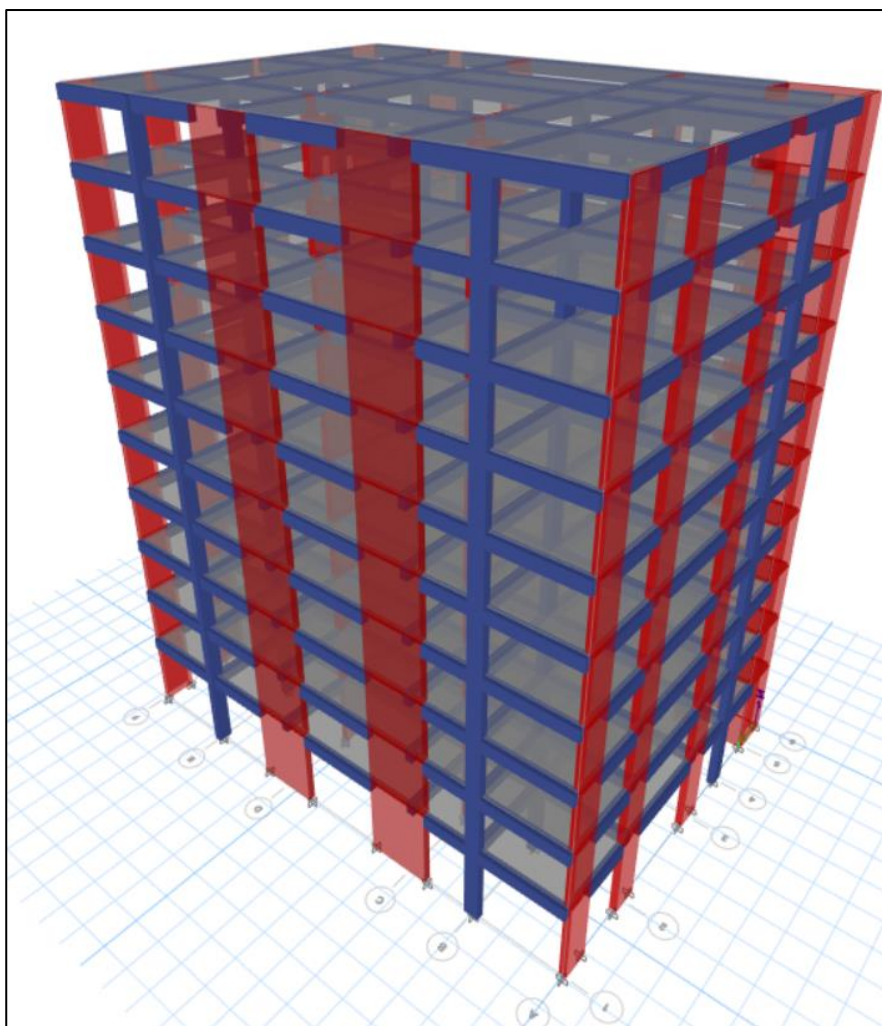


Figura 3-5 Idealización estructural 3D Eje Y-Y realizado en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia)



CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIO CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO

4. ANALISIS SISMICO DE EDIFICIO CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO

4.1 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO:

Es un método que representa el sismo a través de fuerzas que portan al centro de masa de cada uno de los pisos de la estructura, lo cual produce el desplazamiento de la estructura, en este análisis no se debe considerar la fluencia de los materiales. Las edificaciones a analizar por este método son limitadas.

4.1.1 Periodo fundamental de vibración

El periodo natural, como también se le conoce, se puede conceptualizar como el tiempo en que una estructura logra un ciclo de vibración (ida y vuelta). El periodo se rige en función de la masa y rigidez de la estructura. Habitualmente los períodos fundamentales concuerdan con los períodos más altos.

El periodo fundamental se analiza en dos direcciones para lo cual se utiliza la fórmula:

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (4.0)$$

Donde:

- $C_t = 35$ Para estructuras en los cuales sus elementos sean:
 - Pórticos de concreto armado
 - Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.
- $C_t = 45$ Para estructuras en los cuales sus elementos sean:

- (a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras
- (b) Pórticos de acero arriostrados
- $C_t = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

También utiliza la siguiente formula:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum P_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum f_i \cdot d_i}} \quad (4.1)$$

El edificio que se está analizando, al ser una estructura de concreto armado con muros estructurales, se utiliza $C_t = 60$ y la altura total de la estructura es de 25.8 m.

$$T = \frac{25.8}{60} = 0.43 \quad (4.2)$$

En conclusión, para realizar el análisis estático la estructura tiene 0.43 s de periodo fundamental de vibración.

4.1.2 Peso de la estructura

El peso de la estructura según la NTE E-030 se halla aumentando a la carga de la estructura un porcentaje de la carga viva (CV), la cual depende del tipo de edificación:

- a) Categoría A y B: 50% CV de la edificación
- b) Categoría C: 25% CV de la edificación
- c) Depósitos: 80% del peso total que se contendrá
- d) En techos y azoteas: 25% CV de la edificación

e) Tanques, silos y estructuras similares: 100% de la carga que puede soportar

En este caso se tomará el 25% solo para el techo y edificaciones comunes Categoría C el 25% de la categoría viva de la edificación.

4.1.3 Fuerza cortante estática basal

La cortante basal en una estructura es considerada la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, por la aplicación de la fuerza sísmica en un nivel determinado, el cual se refleja en la base del mismo.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \times P \quad (4.3)$$

Los parámetros sísmicos que se emplearan para el análisis estático se detallan a continuación, considerando el peso de la estructura 3407.49 ton.

- Z: 0.35
- S: 1.15
- C: 2.5
- U: 1.00
- R: 6

$$V = \frac{0.35 \times 1.00 \times 2.5 \times 1.15}{6} \times 3407.4938 \text{ ton}$$

$$V = 571.4651 \text{ ton}$$

El valor de $\frac{C}{R}$ no deberá estimarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \text{ , entonces: } \frac{2.5}{6} \geq 0.125$$

La fuerza cortante de la estructura en la base tendrá un valor de 571.47 tnf

4.1.4 Distribución de fuerzas sísmicas

Seguidamente de hallar la fuerza cortante en el cimiento de la estructura, las fuerzas sísmicas en dirección horizontal en cualquier altura de la edificación, que corresponden a la dirección considerada, se deducirán a partir de la siguiente ecuación:

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (4.4)$$

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (4.5)$$

Se debe tener en cuenta que para un periodo natural menor o igual a 0.5 s la expresión k debe ser igual a uno y para un periodo natural mayor a 0.5 segundos la expresión k se debe hallar con la siguiente ecuación $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

Si $T = 0.43$ s, para la estructura analizada $K = 1.0$

En la tabla 4-1 se encuentran las fuerzas inerciales y fuerzas cortantes de los 10 niveles de la estructura.

Tabla 4.1 Distribución de fuerzas sísmicas en la estructura con empotramiento rígido
(Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Carga Muerta (tnf)	Carga Viva (tnf)	Peso sísmico "Pi" (tnf)	Altura "Hi" (m)	PiHi	α_i	Fuerza inercial (tnf)	Fuerza cortante (tnf)
1	353.685	61.511	369.062	3.3	1217.906	0.025	14.410	571.465
2	332.549	61.511	347.927	5.8	2017.975	0.042	23.877	557.055
3	332.416	61.511	347.794	8.3	2886.686	0.060	34.155	533.178
4	332.549	61.511	347.927	10.8	3757.608	0.078	44.459	499.023
5	332.549	61.511	347.927	13.3	4627.426	0.096	54.752	454.563
6	332.549	61.511	347.927	15.8	5497.241	0.114	65.043	399.811
7	332.549	61.511	347.927	18.3	6367.060	0.132	75.335	334.768
8	332.549	61.511	347.927	20.8	7236.874	0.150	85.626	259.433
9	332.549	61.511	347.927	23.3	8106.693	0.168	95.918	173.807
10	247.462	30.756	255.151	25.8	6582.898	0.136	77.889	77.889
	3261.405	584.3545	3407.494	145.5	48298.366	1	571.465	

- Excentricidad

Las estructuras que poseen diafragma rígido, como de la edificación que se está analizando, deben tener una fuerza en cada nivel el cual depende del centro de masas, a su vez es importante considerar la excentricidad que posee la edificación y el efecto de las excentricidades accidentales en cada dirección que se esté analizando el cual será el 5% de la dimensión de la estructura en dirección perpendicular de análisis.

4.2 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL:

La mayoría de edificaciones pueden ser analizadas estructuralmente utilizando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral basándose en la Norma E-030, en este caso se ejecutará el mencionado análisis. Nos basaremos en un espectro pseudoaceleraciones inelástico en las dos direcciones horizontales de análisis X-X y Y-Y y para

la dirección vertical se considera $\frac{2}{3}$ del total de la dirección horizontal de análisis. El sistema estructural se consideró como un sistema de muros estructurales. Este supuesto se tendrá que verificar de tal manera que la fuerza cortante que toman los muros es mayor al 70% de la fuerza cortante total en la base según la norma E.030.

Los parámetros sísmicos utilizados se detallan a continuación, los cuales servirán para hallar el espectro de diseño de pseudoaceleración. El espectro será utilizado para ambos análisis de la estructura tanto en dirección X-X y Y-Y. Los siguientes parámetros se obtuvieron al hacer el análisis de la Norma E.030 y del estudio de mecánica de suelos del terreno a construir, el cual se encuentra detallado en el capítulo 3.1

- **Factor de zona (Z):** 0.35, al encontrarse en una zona sísmica de rango 3.
- **Factor de uso (U):** 1, al ser una estructura de uso común.
- **Factor de amplificación sísmica (C):** Es el factor de amplificación estructural respecto de la aceleración del suelo, el cual depende del periodo fundamental del edificio. El valor C, está dado por la siguiente expresión $C=2.5 \times (T_p/T)$. El mayor valor que puede tomar C es 2.5 y el mínimo es 0.125R, y un valor de $T_p=0.4$ seg.
- **Parámetro del suelo (S):** 1.15, al encontrar en un suelo tipo 2, según el estudio de mecánica de suelos y la ubicación de la edificación.
- **Coefficiente de Reducción (R):** 6, al ser una edificación de muros estructurales de concreto armado y no ser irregular.

El espectro de diseño definido se basa en la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \times g \quad (4.6)$$

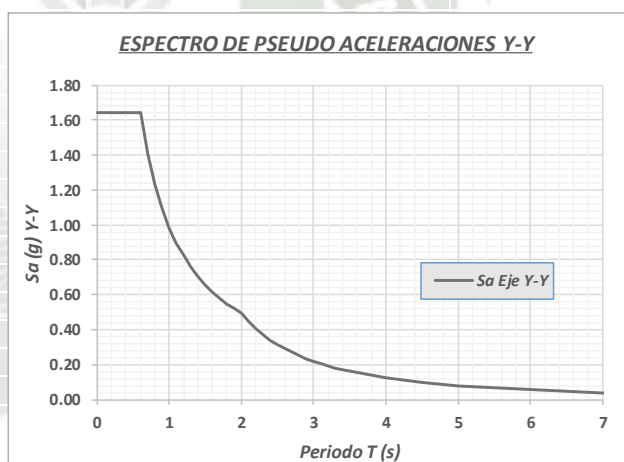
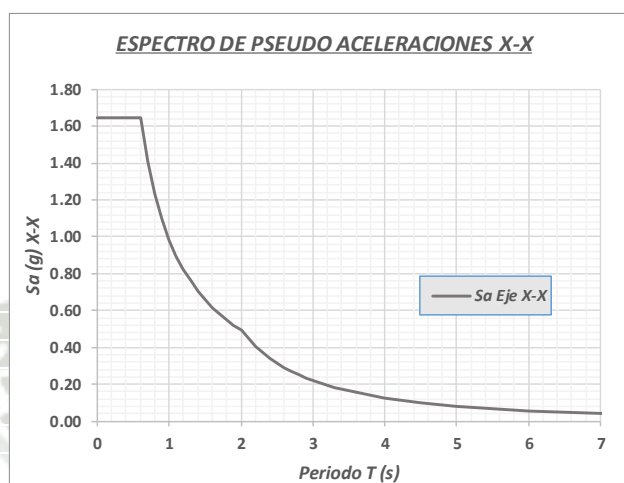
Tabla 4.2 Espectro de Diseño de Pseudoaceleraciones (Fuente: Elaboración propia)

ESPECTRO DE DISEÑO DE PSEUDO ACELERACIONES (Análisis dinámico modal espectral)					
Datos		Valor	Datos	Eje X-X	Eje Y-Y
Z	=	0.35	Ro	6	6
S	=	1.15	la	1	1
Tp	=	0.6	lp	1	1
Tl	=	2	R	6	6
U	=	1	g	9.81 m/s ²	9.81 m/s ²
Ro	=	6	$ \begin{aligned} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned} $		
la	=	1			
lp	=	1			

La tabla 4-2 muestra los valores obtenidos resultado del análisis del espectro de diseño.

Tabla 4.3 Espectro de pseudoaceleraciones en las dos direcciones de análisis X-X y Y-Y
(Fuente: Elaboración propia)

Espectro de diseño horizontal			
T	C	ZUCS/R	ZUCS/R (g)
0	2.50	0.1677	1.6445
0.1	2.50	0.1677	1.6445
0.2	2.50	0.1677	1.6445
0.3	2.50	0.1677	1.6445
0.4	2.50	0.1677	1.6445
0.5	2.50	0.1677	1.6445
0.6	2.50	0.1677	1.6445
0.7	2.14	0.1438	1.4096
0.8	1.88	0.1258	1.2334
0.9	1.67	0.1118	1.0964
1	1.50	0.1006	0.9867
1.1	1.36	0.0915	0.8970
1.2	1.25	0.0839	0.8223
1.3	1.15	0.0774	0.7590
1.4	1.07	0.0719	0.7048
1.5	1.00	0.0671	0.6578
1.6	0.94	0.0629	0.6167
1.7	0.88	0.0592	0.5804
1.8	0.83	0.0559	0.5482
1.9	0.79	0.0530	0.5193
2	0.75	0.0503	0.4934
2.1	0.68	0.0456	0.4475
2.2	0.62	0.0416	0.4077
2.3	0.57	0.0380	0.3731
2.4	0.52	0.0349	0.3426
2.5	0.48	0.0322	0.3158
2.6	0.44	0.0298	0.2919
2.7	0.41	0.0276	0.2707
2.8	0.38	0.0257	0.2517
2.9	0.36	0.0239	0.2347
3	0.33	0.0224	0.2193
3.1	0.31	0.0209	0.2054
3.2	0.29	0.0197	0.1927
3.3	0.28	0.0185	0.1812
4	0.19	0.0126	0.1233
4.5	0.15	0.0099	0.0975
5	0.12	0.0081	0.0789
6	0.08	0.0056	0.0548
7	0.06	0.0041	0.0403
8	0.05	0.0031	0.0308
9	0.04	0.0025	0.0244
10	0.03	0.0020	0.0197



4.2.1 Modos de vibración y participación modal

Se realizó el análisis de los modos de vibración en el programa ETABS, considerando la distribución de masas efectivas en cada dirección y esta sea mayor al 90% de la masa total, como se ve en la siguiente tabla se tomó en cuenta los tres primeros modos predominantes. Asimismo, como se observa en la tabla a continuación el primer modo de vibración es de 0.686 s. Asimismo se consideró la masa participativa y la sumatoria de la masa participativa (acumulada). Los datos que se muestran a continuación se obtuvieron del programa ETABS.

Tabla 4.4 Modos de vibración, masa participativa y masa participativa acumulada
(Fuente: Elaboración propia)

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		seg						
Modal	1	0.686	0.7438	0.0017	0	0.7438	0.0017	0
Modal	2	0.628	0.002	0.7655	6.49E-06	0.7457	0.7673	6.58E-06
Modal	3	0.473	0.0027	0.0056	0	0.7484	0.7729	6.98E-06
Modal	4	0.192	0.1185	0.015	3.92E-06	0.8669	0.7878	1.09E-05
Modal	5	0.185	0.0198	0.108	0.0001	0.8867	0.8958	0.0001
Modal	6	0.135	0.0058	0.0023	6.76E-06	0.8926	0.8981	0.0001
Modal	7	0.102	1.41E-05	0.0001	0.3752	0.8926	0.8982	0.3753
Modal	8	0.095	0.0001	0.0015	0.0864	0.8926	0.8997	0.4617
Modal	9	0.095	0.0165	0.0255	0.0078	0.9091	0.9252	0.4695
Modal	10	0.091	0.0282	0.0159	0.002	0.9373	0.9411	0.4715
Modal	11	0.089	0.0042	0.0011	0.0693	0.9415	0.9422	0.5408
Modal	12	0.084	4.86E-06	0	0.0076	0.9415	0.9422	0.5484
Modal	13	0.082	0.0003	2.77E-06	0.033	0.9418	0.9422	0.5813
Modal	14	0.074	7.06E-07	3.26E-06	0.0027	0.9418	0.9422	0.584

Modal	15	0.068	2.90E-05	1.65E-05	0.0084	0.9418	0.9422	0.5924
Modal	16	0.066	0.003	0.0007	0.0081	0.9449	0.943	0.6005
Modal	17	0.065	0.0004	0.0009	0.0621	0.9453	0.9439	0.6626
Modal	18	0.063	4.74E-05	0.0001	0.0127	0.9453	0.9439	0.6753
Modal	19	0.062	0.0002	0.0009	0.0502	0.9455	0.9449	0.7255
Modal	20	0.061	0.0001	3.73E-05	0.0089	0.9456	0.9449	0.7344
Modal	21	0.06	0.0004	0.0012	0.0151	0.946	0.9461	0.7495
Modal	22	0.059	0.0032	0.0046	0.0349	0.9492	0.9507	0.7844
Modal	23	0.058	0.0017	0.0091	0.0099	0.9509	0.9598	0.7943
Modal	24	0.055	0.0135	0.004	0.0012	0.9644	0.9638	0.7955
Modal	25	0.055	0.0033	0.0013	0.0004	0.9677	0.9651	0.7959
Modal	26	0.054	0.0005	0.0005	0.0008	0.9682	0.9657	0.7967
Modal	27	0.054	0.0004	2.38E-05	0.0011	0.9686	0.9657	0.7978
Modal	28	0.053	0.0003	0	0.0065	0.969	0.9657	0.8043
Modal	29	0.051	5.54E-06	0.0002	0.0131	0.969	0.9659	0.8174
Modal	30	0.048	0	1.16E-05	0.0022	0.969	0.9659	0.8197

En la figura 4-1, 4-2 y 4-3 se contemplan los tres primeros modos de vibración de la estructura.

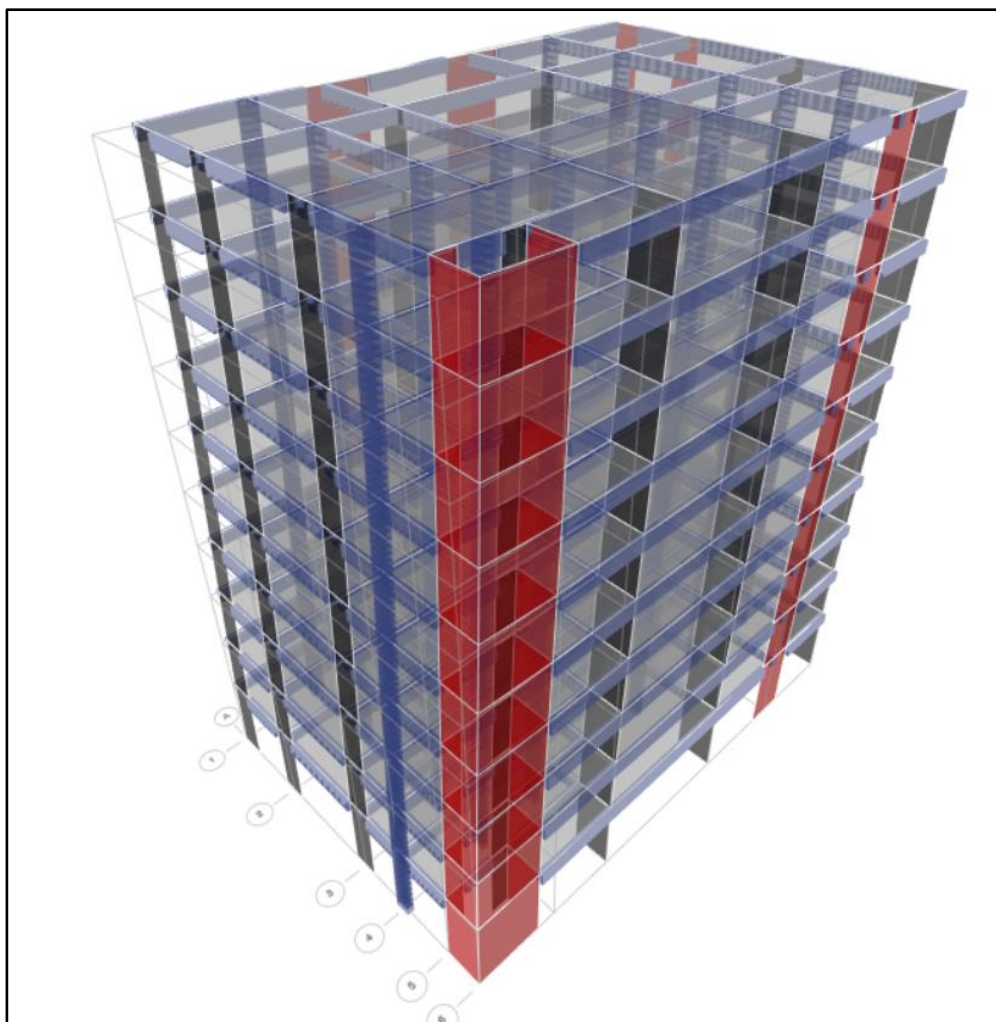


Figura 4-1 Primer modo de vibración, periodo 0.686 s. realizado en el software ETABS 18.1.1 (Fuente: Elaboración propia)

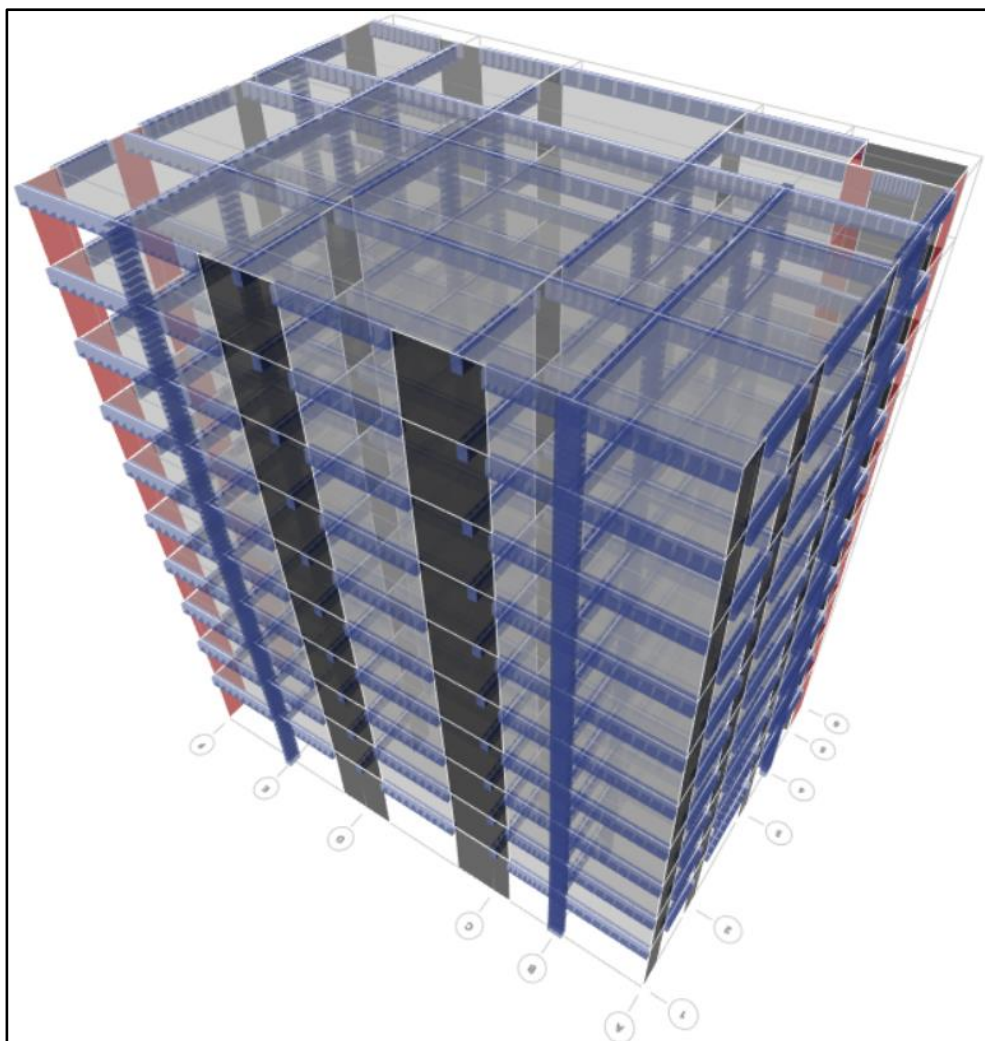


Figura 4-2 Segundo modo de vibración, periodo 0.628 s. (Fuente: Elaboración propia en el programa ETABS)

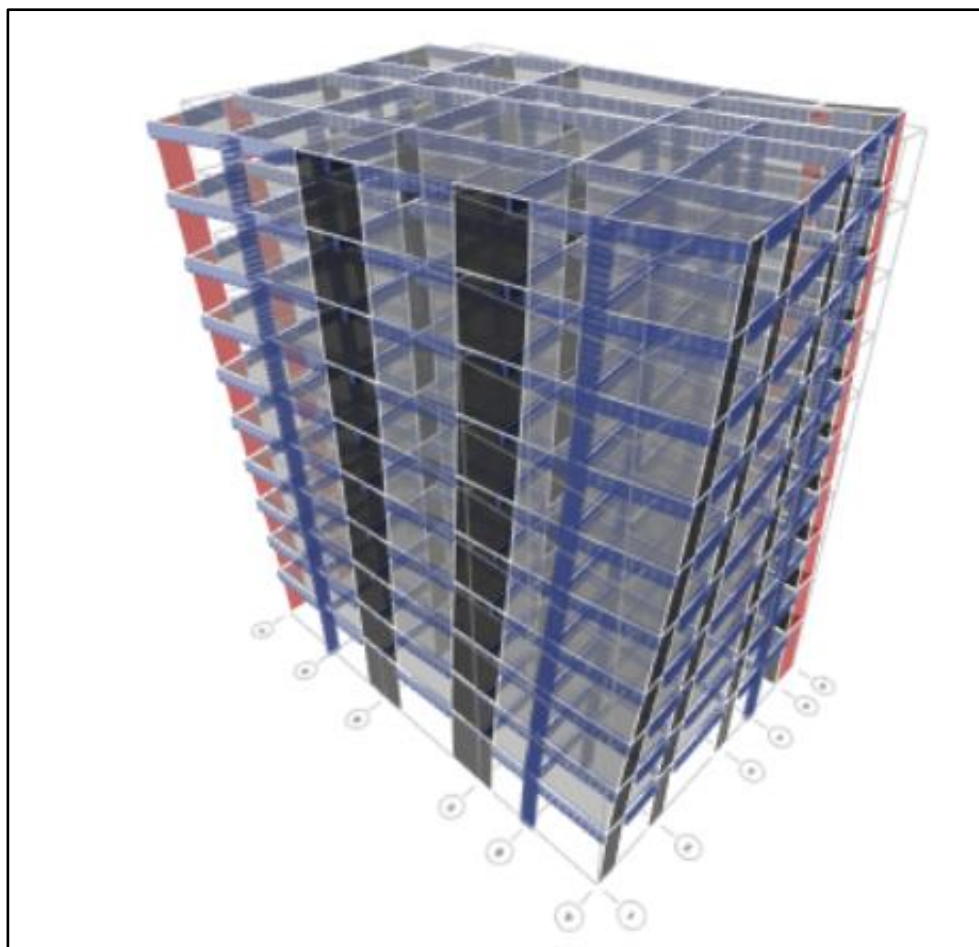


Figura 4-3 Tercer modo de vibración, periodo 0.473 s. realizado en el software ETABS 18.1.1 (Fuente: Elaboración propia)

4.2.2 Criterios de Combinación

La forma en la cual vibra una estructura se le conoce como modos de vibración, cada estructura tiene 3 modos de vibración por nivel y así lograr una participación de masa mayor al 90% como indica la Norma E.030, el modo de vibrar depende de la masa y rigidez de la estructura.

Se hallará la respuesta modal máxima elástica (r) estimando el 75% de la combinación cuadrática y el 25% de la combinación absoluta, como en la expresión:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (4.7)$$

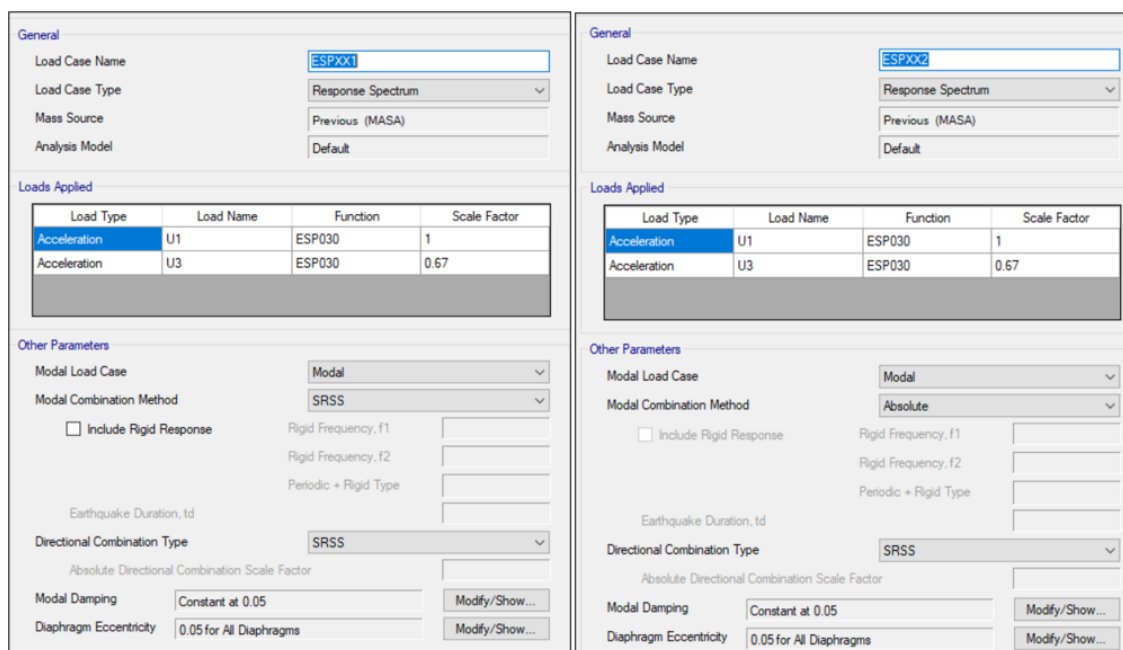
En el programa ETABS se realizaron 4 espectros de diseño, dos casos por cada dirección de análisis X-X y Y-Y. El primer caso para la dirección X-X se realizó con la combinación modal al cuadrado a y el segundo caso con la combinación modal absoluta ambas descritas en la Norma E-030. Estas dos combinaciones de carga permiten hallar la respuesta máxima elástica, que se halla sumando el 25% de la primera combinación descrita más el 75% de la combinación cuadrática. Se realizó el mismo procedimiento en el caso de la dirección Y-Y.

Los datos que se utilizaron para hallar la respuesta máxima elástica son:

- 5% de excentricidad accidental
- 5% de coeficiente de amortiguamiento
- En la dirección vertical se tomó los 2/3 del total de la dirección horizontal
- Factor de amplificación horizontal en la dirección X-X: 1.13 (Este factor se obtiene en el capítulo 4.2.3)
- Factor de amplificación horizontal en la dirección Y-Y: 1.02 (Este factor se obtiene en el capítulo 4.2.3)

En la figura 4-4 y 4-5 se observan los 04 casos (SPXX1, SPXX2, SPYY1 y SPYY2) tanto para la dirección X-X y Y-Y.

SPXX1 y SPYY1 con una combinación modal SRSS SPYY2 y SPYY2 con una combinación modal ABSS.



General

Load Case Name: ESP001

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MASA)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESP030	1
Acceleration	U3	ESP030	0.67

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: SRSS

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...](#)

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...](#)

General

Load Case Name: ESP002

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MASA)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESP030	1
Acceleration	U3	ESP030	0.67

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: Absolute

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

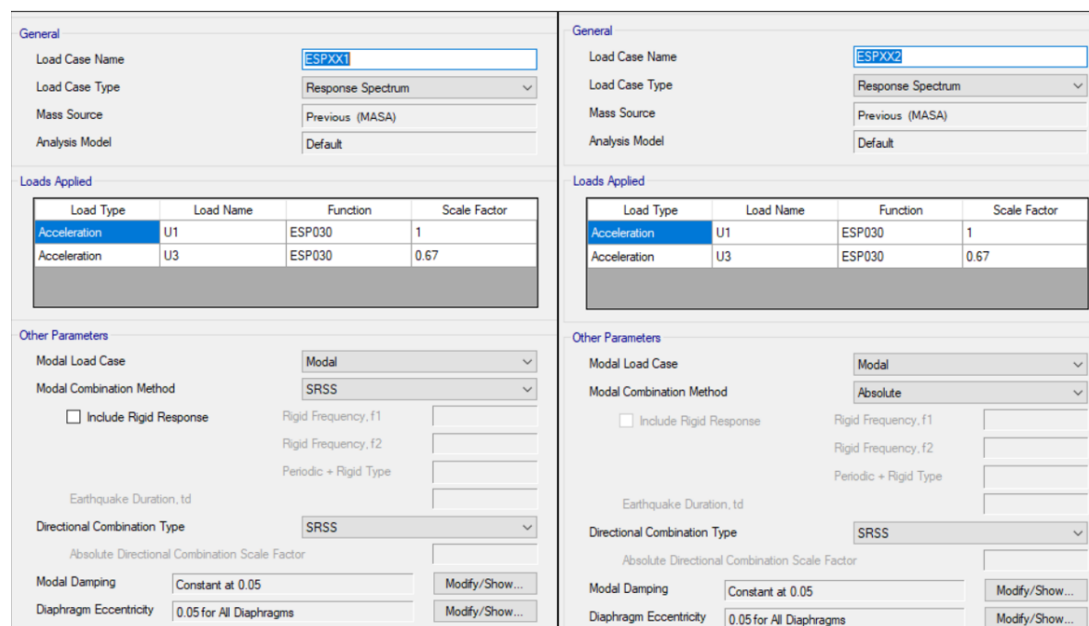
Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...](#)

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...](#)

Figura 4-4 Espectro de diseño en la dirección X-X realizado en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia)



General

Load Case Name: ESP001

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MASA)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESP030	1
Acceleration	U3	ESP030	0.67

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: SRSS

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

General

Load Case Name: ESP002

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MASA)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESP030	1
Acceleration	U3	ESP030	0.67

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: Absolute

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

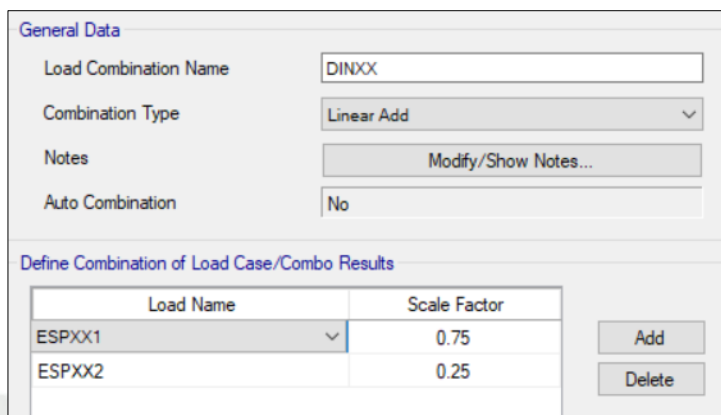
Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

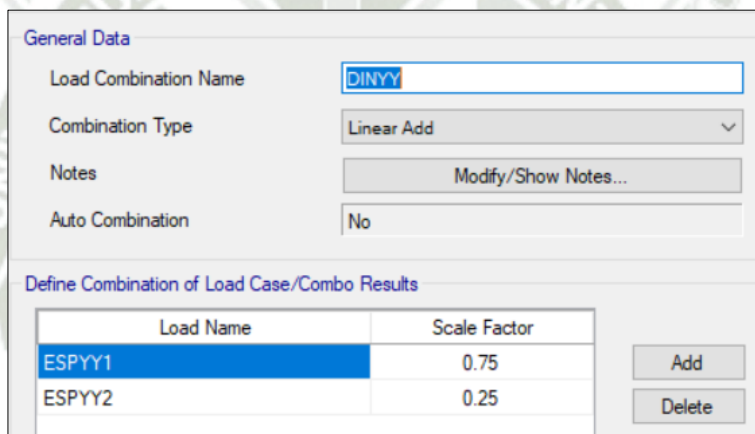
Figura 4-5 Espectro de diseño en la dirección Y-Y (Fuente: Elaboración propia programa ETABS)

Obtenidos los 04 casos de espectro de diseño se debe realizar la combinación modal para hallar la respuesta máxima elástica. En la figura 4-6 y 4-7 se puede observar la información extraída del programa ETABS, donde se observa la combinación de carga sísmica en las dos direcciones de análisis X-X y Y-Y.



Load Name	Scale Factor
ESPXX1	0.75
ESPXX2	0.25

Figura 4-6 Combinación de carga sísmica en la dirección X-X realizado en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia)



Load Name	Scale Factor
ESPY1	0.75
ESPY2	0.25

Figura 4-7 Combinación de carga sísmica en la dirección Y-Y realizado en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia)

4.2.3 Fuerza cortante mínima

A partir de la Norma E-030 la fuerza cortante dada en el primer entrepiso de la estructura no debe ser menor que el 80% de la magnitud hallada. Si la fuerza cortante debe ser mayor para

cumplir con los requerimientos mínimos según la norma esta se debe incrementar, exceptuando los desplazamientos. Por lo tanto, en la tabla 4-5 se observa el factor de amplificación sísmica en la dirección X-X y Y-Y.

Tabla 4.5 Factor de amplificación para fuerza cortante mínima (Fuente: Elaboración propia)

ZUCS/R	0.168
Vest	571.465
Vest*80%	457.172

Nivel	Combo	Vx	Vy
		tnf	tnf
Nivel 1	DINXX Max	405.429	70.928
Nivel 1	DINYY Max	70.372	446.816

Vx		80%*Vest
tnf		tnf
405.429	>	457.172

Vy		80%*Vest
tnf		tnf
446.816	>	457.172

Amplificacion X-X	1.13
Amplificacion Y-Y	1.02

Se debe tener en cuenta que el factor de amplificación se añadió en el programa ETABS únicamente para realizar el diseño de los elementos estructurales.

4.2.4 Desplazamientos laterales admisibles

Para cada caso de sismo ya definido se realizó un caso de deriva, la Norma E.030 indica que para el cálculo las derivas se debe multiplicar los desplazamientos inelásticos (derivadas) por la

ecuación $0.75R$ o también $0.85R$ dependiendo si la edificación es regular o irregular, en nuestro caso al ser regular se multiplica por $0.75R$.

Tabla 4.6 Desplazamiento lateral máximo por sismo en dirección X-X (Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Diafragma	Caso	Tipo	UX	Desp max lateral elástico
				m	
Nivel 10	D10	DINXX	Max	0.024414	0.109863
Nivel 10	D10	DINXX	Min	-0.024414	-0.109863
Nivel 9	D9	DINXX	Max	0.022454	0.101043
Nivel 9	D9	DINXX	Min	-0.022454	-0.101043
Nivel 8	D8	DINXX	Max	0.020277	0.0912465
Nivel 8	D8	DINXX	Min	-0.020277	-0.0912465
Nivel 7	D7	DINXX	Max	0.017904	0.080568
Nivel 7	D7	DINXX	Min	-0.017904	-0.080568
Nivel 6	D6	DINXX	Max	0.015339	0.0690255
Nivel 6	D6	DINXX	Min	-0.015339	-0.0690255
Nivel 5	D5	DINXX	Max	0.012532	0.056394
Nivel 5	D5	DINXX	Min	-0.012532	-0.056394
Nivel 4	D5	DINXX	Max	0.009595	0.0431775
Nivel 4	D5	DINXX	Min	-0.009595	-0.0431775
Nivel 3	D3	DINXX	Max	0.006651	0.0299295
Nivel 3	D3	DINXX	Min	-0.006651	-0.0299295
Nivel 2	D2	DINXX	Max	0.003882	0.017469
Nivel 2	D2	DINXX	Min	-0.003882	-0.017469
Nivel 1	D1	DINXX	Max	0.001532	0.006894
Nivel 1	D1	DINXX	Min	-0.001532	-0.006894

Según la tabla 4-6 la fuerza sísmica X hace que el desplazamiento lateral máximo alcanzado en el programa ETBAS el cual se obtuvo del espectro de respuesta inelástico da un resultado de 0.024414 m, este factor hallo realizando la siguiente operación, $R= 6(0.75)$, por lo tanto, el desplazamiento máximo lateral elástico es de 0.109863 .

Tabla 4.7 Desplazamiento lateral máximo por sismo en dirección Y-Y (Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Diafragma	Caso	Tipo	UY	Desp max lateral elástico
				m	
Nivel 10	D10	DINYY	Max	0.021799	0.0980955
Nivel 10	D10	DINYY	Min	-0.021799	-0.0980955
Nivel 9	D9	DINYY	Max	0.02041	0.091845
Nivel 9	D9	DINYY	Min	-0.02041	-0.091845
Nivel 8	D8	DINYY	Max	0.018771	0.0844695
Nivel 8	D8	DINYY	Min	-0.018771	-0.0844695
Nivel 7	D7	DINYY	Max	0.016853	0.0758385
Nivel 7	D7	DINYY	Min	-0.016853	-0.0758385
Nivel 6	D6	DINYY	Max	0.014709	0.0661905
Nivel 6	D6	DINYY	Min	-0.014709	-0.0661905
Nivel 5	D5	DINYY	Max	0.012266	0.055197
Nivel 5	D5	DINYY	Min	-0.012266	-0.055197
Nivel 4	D5	DINYY	Max	0.009606	0.043227
Nivel 4	D5	DINYY	Min	-0.009606	-0.043227
Nivel 3	D3	DINYY	Max	0.00682	0.03069
Nivel 3	D3	DINYY	Min	-0.00682	-0.03069
Nivel 2	D2	DINYY	Max	0.004084	0.018378
Nivel 2	D2	DINYY	Min	-0.004084	-0.018378
Nivel 1	D1	DINYY	Max	0.001625	0.0073125
Nivel 1	D1	DINYY	Min	-0.001625	-0.0073125

Según la tabla 4-7 la fuerza sísmica Y hace que el desplazamiento lateral máximo alcanzado en el programa ETABS el cual se obtuvo del espectro de respuesta inelástico da un resultado de 0.0211799 m, este factor hallo realizando la siguiente operación, $R = 6(0.75)$, por lo tanto, el desplazamiento máximo lateral elástico es de 0.0980955.

4.2.5 Distorsiones de entrepiso

Según la Norma E-030 la máxima distorsión de entrepiso se halla dividiendo el desplazamiento máximo lateral elástico, lo cual se obtuvo en el inciso 4.2.4 en las dos direcciones de análisis, esta se divide entre la altura de entrepiso.

Tabla 4.8 Distorsiones de entrepiso en la dirección X-X (Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Caso	Tipo	Direccion	Etiqueta	X	Y	Z	Drift
					m	m	m	
Nivel 4	DINXX	Max	X	26	8.3	14.9	10.8	0.001352
Nivel 5	DINXX	Max	X	26	8.3	14.9	13.3	0.00134
Nivel 6	DINXX	Max	X	26	8.3	14.9	15.8	0.001287
Nivel 3	DINXX	Max	X	26	8.3	14.9	8.3	0.001286
Nivel 7	DINXX	Max	X	26	8.3	14.9	18.3	0.001183
Nivel 2	DINXX	Max	X	26	8.3	14.9	5.8	0.001103
Nivel 8	DINXX	Max	X	26	8.3	14.9	20.8	0.001054
Nivel 9	DINXX	Max	X	2	16.21	0	23.3	0.000951
Nivel 10	DINXX	Max	X	27	0	0	25.8	0.000903
Nivel 1	DINXX	Max	X	26	8.3	14.9	3.3	0.000545
Nivel 3	DINXX	Max	Y	13	20.95	13.65	8.3	0.000355
Nivel 2	DINXX	Max	Y	13	20.95	13.65	5.8	0.000349
Nivel 4	DINXX	Max	Y	1	20.95	5.85	10.8	0.000328
Nivel 5	DINXX	Max	Y	3	20.95	6.95	13.3	0.000296
Nivel 6	DINXX	Max	Y	3	20.95	6.95	15.8	0.000276
Nivel 7	DINXX	Max	Y	13	20.95	13.65	18.3	0.000247
Nivel 8	DINXX	Max	Y	3	20.95	6.95	20.8	0.000221
Nivel 9	DINXX	Max	Y	3	20.95	6.95	23.3	0.000195
Nivel 1	DINXX	Max	Y	13	20.95	13.65	3.3	0.000184
Nivel 10	DINXX	Max	Y	108	20.95	1.6	25.8	0.000172

La tabla 4-8 muestra las distorsiones de entrepiso halladas en el programa ETABS por efecto de la fuerza del sismo en la dirección X-X. Cabe resaltar que el límite de distorsión de entrepiso para estructuras de concreto armado es 0.007, este factor debe ser menor a la multiplicación de $0.75 \times 6 \times 1$ por el mayor drift de la edificación en la dirección que se está

analizando el cual es 0.001352, al realizar la multiplicación se halla el valor 0.006084 el cual es menor a 0.007

Tabla 4.9 Distorsiones de entrepiso en la dirección Y-Y (Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Caso	Tipo	Direccion	Etiqueta	X	Y	Z	Drift
					m	M	m	
Nivel 4	DINYY	Max	Y	10.8	3	20.95	6.95	0.001379
Nivel 3	DINYY	Max	Y	8.3	13	20.95	13.65	0.00136
Nivel 5	DINYY	Max	Y	13.3	3	20.95	6.95	0.001323
Nivel 6	DINYY	Max	Y	15.8	3	20.95	6.95	0.001242
Nivel 2	DINYY	Max	Y	5.8	13	20.95	13.65	0.001237
Nivel 7	DINYY	Max	Y	18.3	3	20.95	6.95	0.001117
Nivel 8	DINYY	Max	Y	20.8	3	20.95	6.95	0.000969
Nivel 9	DINYY	Max	Y	23.3	3	20.95	6.95	0.000808
Nivel 10	DINYY	Max	Y	25.8	1	20.95	5.85	0.000659
Nivel 1	DINYY	Max	Y	3.3	13	20.95	13.65	0.000627
Nivel 6	DINYY	Max	X	15.8	2	16.21	0	0.000263
Nivel 4	DINYY	Max	X	10.8	2	16.21	0	0.00026
Nivel 7	DINYY	Max	X	18.3	2	16.21	0	0.000258
Nivel 5	DINYY	Max	X	13.3	2	16.21	0	0.000258
Nivel 3	DINYY	Max	X	8.3	2	16.21	0	0.000252
Nivel 8	DINYY	Max	X	20.8	2	16.21	0	0.000248
Nivel 2	DINYY	Max	X	5.8	2	16.21	0	0.000236
Nivel 9	DINYY	Max	X	23.3	2	16.21	0	0.000231
Nivel 10	DINYY	Max	X	25.8	27	0	0	0.000219
Nivel 1	DINYY	Max	X	3.3	27	0	0	0.00014

La tabla 4-9 muestra las distorsiones de entrepiso halladas en el programa ETABS por efecto de la fuerza de sismo en la dirección Y-Y. El límite de distorsión de entrepiso para estructuras de concreto armado es 0.007, este factor debe ser menor a la multiplicación de $0.75 \times 6 \times 1$ por el mayor drift de la edificación en la dirección que se está analizando la cual es 0.001379, al realizar la multiplicación se halla el valor 0.006084 el cual es menor a 0.0062055

4.3 ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD EN PLANTA Y ALTURA

Los factores de irregularidad se determinan según la Norma E-030 en las dos direcciones de análisis X-X y Y-Y, el análisis se realiza en dos casos, planta y altura.

4.3.1 Irregularidades en altura

- **Irregularidad de Rigidez - Piso blando y piso débil:** Generalmente se da en entrepisos de mayor altura o un entrepiso con menor cantidad de placas a comparación de otros, en la estructura analizada todas las placas son constantes y el entrepiso es típico.
- **Irregularidad de masa:** No presenta esta irregularidad ya que todos los pisos son típicos, por lo cual contienen la misma masa.
- **Irregularidad geométrica vertical:** No presenta esta irregularidad ya que los elementos estructurales son continuos en todos los niveles, por lo que no presenta discontinuidad de elementos.
- **Discontinuidad en los sistemas resistentes:** No existe esta irregularidad ya que los elementos verticales considerados en la estructura son continuos desde la cimentación hasta el último nivel por lo cual no existe desalineamiento vertical ni variabilidad de orientación por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

4.3.2 Irregularidad en planta

- **Irregularidad Torsional:** La irregularidad torsional depende del análisis de los extremos de cada entrepiso, en este se ve el desplazamiento relativo máximo que posee, incorporando la excentricidad accidental. Cuando es mayor a 1.3 veces, el desplazamiento relativo del centro de masa del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Para realizar el efecto de torsión en la edificación del programa ETABS se extrajeron los desplazamientos de eje de la estructura, estos fueron la etiqueta 18, 19, 27 y 34 como se observa en la figura 4-1, con estos datos se halló el desplazamiento relativo y finalmente se aplicó la formula especificada en la Norma E.030 tanto en la dirección X-X y Y-Y. En la tabla 4-10 y 4-11 se observa todo el análisis realizado, por último se concluye que tanto en la dirección X-X y Y-Y no se tiene regularidad por torsión.

Tabla 4.10 Análisis del efecto de torsión en la dirección X-X (Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Caso	Ux m	Desplaza Relativo X	Nivel	Desp Max Rel X	Nivel	D Prom Relativo X
<i>Etiqueta 18</i>							
Nivel 10	DINXX	0.026854	0.001946	Nivel 10	0.002249	Nivel 10	0.002098
Nivel 9	DINXX	0.024908	0.002224	Nivel 9	0.002337	Nivel 9	0.002281
Nivel 8	DINXX	0.022684	0.002502	Nivel 8	0.002502	Nivel 8	0.002484
Nivel 7	DINXX	0.020182	0.002733	Nivel 7	0.002733	Nivel 7	0.002679
Nivel 6	DINXX	0.017449	0.003062	Nivel 6	0.003062	Nivel 6	0.002932
Nivel 5	DINXX	0.014387	0.003271	Nivel 5	0.003271	Nivel 5	0.003069
Nivel 4	DINXX	0.011116	0.003343	Nivel 4	0.003343	Nivel 4	0.003077
Nivel 3	DINXX	0.007773	0.003207	Nivel 3	0.003207	Nivel 3	0.002898
Nivel 2	DINXX	0.004566	0.002763	Nivel 2	0.002763	Nivel 2	0.002448
Nivel 1	DINXX	0.001803	0.001803	Nivel 1	0.001803	Nivel 1	0.001609
<i>Etiqueta 19</i>							
Nivel 10	DINXX	0.026854	0.001946	Nivel 10	1.072229		
Nivel 9	DINXX	0.024908	0.002224	Nivel 9	1.024775		
Nivel 8	DINXX	0.022684	0.002502	Nivel 8	1.007449		
Nivel 7	DINXX	0.020182	0.002733	Nivel 7	1.020347		
Nivel 6	DINXX	0.017449	0.003062	Nivel 6	1.044516		
Nivel 5	DINXX	0.014387	0.003271	Nivel 5	1.065819		
Nivel 4	DINXX	0.011116	0.003343	Nivel 4	1.086448		
Nivel 3	DINXX	0.007773	0.003207	Nivel 3	1.106816		
Nivel 2	DINXX	0.004566	0.002763	Nivel 2	1.128907		
Nivel 1	DINXX	0.001803	0.001803	Nivel 1	1.120572		
<i>Etiqueta 27</i>							
Nivel 10	DINXX	0.024286	0.002249				
Nivel 9	DINXX	0.022037	0.002316				
Nivel 8	DINXX	0.019721	0.002465				
Nivel 7	DINXX	0.017256	0.002625				
Nivel 6	DINXX	0.014631	0.002801				
Nivel 5	DINXX	0.011830	0.002867				
Nivel 4	DINXX	0.008963	0.002812				
Nivel 3	DINXX	0.006151	0.002591				
Nivel 2	DINXX	0.003560	0.002132				
Nivel 1	DINXX	0.001428	0.001428				
<i>Etiqueta 34</i>							
Nivel 10	DINXX	0.024197	0.002118				
Nivel 9	DINXX	0.022079	0.002337				
Nivel 8	DINXX	0.019742	0.002471				
Nivel 7	DINXX	0.017271	0.002624				
Nivel 6	DINXX	0.014647	0.002803				
Nivel 5	DINXX	0.011844	0.002867				
Nivel 4	DINXX	0.008977	0.002811				
Nivel 3	DINXX	0.006166	0.002588				
Nivel 2	DINXX	0.003578	0.002163				
Nivel 1	DINXX	0.001415	0.001415				

MAX Dmax / Dprom	1.1289	<	1.3
CUMPLE			REGULAR

Tabla 4.11 Análisis del efecto de torsión en la dirección Y-Y (Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Caso	Uy m	Desplaza Relativo Y	Nivel	Desp Max Rel Y	Nivel	Desp Prom Relativo Y
<i>Etiqueta 18</i>							
Nivel 10	DINYY	0.021823	0.021823	Nivel 10	0.026536	Nivel 10	0.024180
Nivel 9	DINYY	0.020364	0.001459	Nivel 9	0.001626	Nivel 9	0.001543
Nivel 8	DINYY	0.018651	0.001713	Nivel 8	0.001955	Nivel 8	0.001828
Nivel 7	DINYY	0.016674	0.001977	Nivel 7	0.002314	Nivel 7	0.002146
Nivel 6	DINYY	0.014464	0.002210	Nivel 6	0.002574	Nivel 6	0.002392
Nivel 5	DINYY	0.011962	0.002502	Nivel 5	0.002936	Nivel 5	0.002719
Nivel 4	DINYY	0.009268	0.002694	Nivel 4	0.003211	Nivel 4	0.002953
Nivel 3	DINYY	0.006497	0.002771	Nivel 3	0.003395	Nivel 3	0.003082
Nivel 2	DINYY	0.003829	0.002668	Nivel 2	0.003374	Nivel 2	0.003021
Nivel 1	DINYY	0.001507	0.002322	Nivel 1	0.003085	Nivel 1	0.002700
<i>Etiqueta 19</i>							
Nivel 10	DINYY	0.026536	0.026536	Nivel 10	1.097459		
Nivel 9	DINYY	0.024910	0.001626	Nivel 9	1.054133		
Nivel 8	DINYY	0.022955	0.001955	Nivel 8	1.069475		
Nivel 7	DINYY	0.020641	0.002314	Nivel 7	1.078536		
Nivel 6	DINYY	0.018067	0.002574	Nivel 6	1.076087		
Nivel 5	DINYY	0.015131	0.002936	Nivel 5	1.080007		
Nivel 4	DINYY	0.011920	0.003211	Nivel 4	1.087553		
Nivel 3	DINYY	0.008525	0.003395	Nivel 3	1.101557		
Nivel 2	DINYY	0.005151	0.003374	Nivel 2	1.116849		
Nivel 1	DINYY	0.002066	0.003085	Nivel 1	1.142593		
<i>Etiqueta 27</i>							
Nivel 10	DINYY	0.021843	0.021843				
Nivel 9	DINYY	0.020353	0.001490				
Nivel 8	DINYY	0.018652	0.001701				
Nivel 7	DINYY	0.016674	0.001978				
Nivel 6	DINYY	0.014464	0.002210				
Nivel 5	DINYY	0.011963	0.002501				
Nivel 4	DINYY	0.009269	0.002694				
Nivel 3	DINYY	0.006500	0.002769				
Nivel 2	DINYY	0.003825	0.002675				
Nivel 1	DINYY	0.001510	0.002315				
<i>Etiqueta 34</i>							
Nivel 10	DINYY	0.026536	0.026536				
Nivel 9	DINYY	0.024910	0.001626				
Nivel 8	DINYY	0.022955	0.001955				
Nivel 7	DINYY	0.020641	0.002314				
Nivel 6	DINYY	0.018067	0.002574				
Nivel 5	DINYY	0.015131	0.002936				
Nivel 4	DINYY	0.011920	0.003211				
Nivel 3	DINYY	0.008525	0.003395				
Nivel 2	DINYY	0.005151	0.003374				
Nivel 1	DINYY	0.002066	0.003085				

MAX Dmax/Dprom m	1.1426	<	1.3
	CUMPLE		REGULAR

- **Esquinas entrantes:** La planta de la edificación es un rectángulo, por lo tanto, no cuenta con esquinas entrantes.
- **Discontinuidad del Diafragma:** La edificación se define como irregular cuando los diafragmas rígidos tienen variaciones importantes tanto en rigidez, adhiriendo hendiduras mayores que 50% del área bruta del diafragma rígido. Por lo tanto, no presenta discontinuidad de diafragma ya que el área los ductos que posee la estructura es menor al 50% del área bruta y no se tiene secciones transversales con áreas resistentes menores que el 25% del total de la planta.
- **Sistemas No Paralelos:** Existe irregularidad de sistema no paralelos en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. (RNE, 2018). No existe irregularidad, ya que los ejes de la estructura forman ángulos rectos.

Al no existir ningún tipo de irregularidad los factores de I_a y I_p es igual a 1 en los dos casos y en ambas direcciones, X-X y Y-Y. Se considera una estructura regular.

**CAPÍTULO V: ANALISIS SISMICO DE
EDIFICIO CON EMPOTRAMIENTO FLEXIBLE
(INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA)**

5. ANALISIS SISMICO DE EDIFICIO CON EMPOTRAMIENTO FLEXIBLE

5.1 ANALISIS ESTRUCTURAL CON EMPOTRAMIENTO FLEXIBLE

5.2 GENERALIDADES

Para el análisis de la edificación con empotramiento flexible, se tuvo que tener presente los criterios del RNE, a su vez se tomó cuenta la Norma E-020 y E-030 para el análisis con ISE y se realizó el diseño sismorresistente estático y dinámico. A su vez, el diseño estructural se realizó con la Norma E-060 al igual que el análisis con empotramiento rígido. La diferencia de los dos modelos es que el modelo ISE cuenta con resortes con rigidez traslacional y rotacional los cuales se modelaron en el programa ETABS como se detalla en los capítulos siguientes.

5.3 PREDIMENSIONAMIENTO

Al realizar el análisis de interacción suelo estructura se optó por utilizar la misma distribución de elementos estructurales del modelo con empotramiento rígido, la diferencia está en que para realizar el análisis de ISE se disminuyó 5 cm a cada lado de las placas y se redujo 5 cm el espesor de las mismas debido a que con la flexibilidad de la estructura considerando la ISE se redujo la fuerza cortante y los desplazamientos relativos tendieron a reducirse. En consecuencia, se optó por realizar 02 iteraciones reduciendo el espesor de las placas cumpliendo los parámetros establecidos en la Norma E.030 lo cual se detalla en los incisos del capítulo V. Además, se tomaron en cuenta las mismas cargas que el diseño con empotramiento rígido (CM, CV y CS) y combinaciones de carga.

Para efectuar el modelo del científico Barkan se empleó el programa ETABS para el modelamiento de la estructura, lo primero que se realizó fue asignar rotulas en la base de la estructura y dibujar las zapatas y plateas asignadas a cada columna y/o grupo de columnas con la propiedad infinitamente rígido, posteriormente, se asignó las masas de cada zapata en el centroide en la dirección de análisis X, Y y Z, a su vez también se asignó la masa rotacional en las mismas direcciones.

Finalmente se asignó los coeficientes de rigidez en el centroide de las zapatas y/o plateas, coeficientes de traslación en X, Y y Z y coeficientes de rotación en las mismas direcciones de análisis.

5.3.1 Masas rotacionales y traslacionales

Se deben hallar las masas inerciales que se consignaran en el centroide de la zapata y/o zapata combinada sea el caso, los dos tipos de masa inercial que se hallaran son la masa traslacional y rotacional que se especifican en la ecuación 2.0. Se debe tener en cuenta que las masas traslacionales respecto a los ejes centroidales X-X, Y-Y y Z-Z y las masas rotacionales son respecto a los ejes de contacto suelo – platea.

Se halló las masas traslaciones, rotacionales y coeficientes de rigidez con los siguientes datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos y del método de Barkan.

- Coeficiente de Poisson del suelo (ν): 0.3
- Coeficiente de Balasto (C_o): 3.36 kgf/cm³
- Δ : 1 m⁻¹

- Po: 0.2 kg/cm
- Pe: 2.4 tnf/m³
- g: 9.81 m/s²

Con los datos obtenidos y las ecuaciones detalladas en el capítulo 2.0 se hallaron los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, coeficiente de compresión elástica uniforme y no uniforme que detalla el Método de Barkan. Para esto es necesario considerar las dimensiones de la zapata, en la tabla 5-4 se muestra el cálculo de las masas traslacionales y rotaciones en el cual se considera a la zapata como un paralelepípedo rectangular.

$$M_t = \frac{Pe \times a \times b \times c}{g} \quad (5.0)$$

$$M_{x_\varphi} = M_t \left(\frac{b}{2} \right)^2 + M_t \frac{(b^2 + c^2)}{12}, \quad M_{y_\varphi} = M_t \left(\frac{c}{2} \right)^2 + M_t \frac{(a^2 + c^2)}{12},$$

$$M_{z\psi} = M_t \frac{(b^2 + c^2)}{12} \quad (5.1)$$

En el cual a, b y c son las dimensiones de la zapata o zapata combinada, según sea el caso. Como se describió anteriormente en las ecuaciones 4.7 y 4.8 se realizará el análisis de la Zapata 1 (Z-1) la cual cuenta con las siguientes dimensiones:

$$M_t = \frac{2.4 \times 2.05 \times 2.85 \times 0.8}{9.81} = 1.14 \frac{\text{tons}^2}{m}$$

$$M_{x_\varphi} = 1.14 \left(\frac{0.8}{2} \right)^2 + 1.14 \frac{(2.85^2 + 0.8^2)}{12} = 1.02 \text{ tons}^2 m$$

79

$$M_{y\varphi} = 1.14 \left(\frac{0.8}{2} \right)^2 + 1.14 \frac{(2.05^2 + 0.8^2)}{12} = 0.64 \text{ tons}^2\text{m}$$

$$M_{z\psi} = 1.14 \frac{(2.85^2 + 2.05^2)}{12} = 1.17 \text{ tons}^2\text{m}$$

En la Tabla 5-1 contiene la tabla de masas traslacionales y rotaciones de todas las zapatas de la estructura con análisis de interacción suelo-estructura.

Tabla 5.1 Masas traslacionales y rotacionales en zapatas para estructura con análisis de ISE Modelo de Barkan (Fuente: Elaboración propia)

Masas traslacionales y rotaciones en las zapatas				
Zapatas	Mt (Ts2/m)	Mx _φ (Ts2m)	My _φ (Ts2m)	MzΨ (Ts2m)
Z-1	1.14	1.02	0.64	1.17
Z-2	1.58	0.84	2.61	2.78
Z-3	0.98	2.61	2.78	0.00
Z-4	1.39	1.44	0.88	1.73
Z-5	0.75	0.52	0.32	0.52
Z-6	0.99	5.89	4.56	6.04
Z-7	1.72	20.86	11.56	21.43
Z-8	1.78	22.20	12.42	22.82
Z-9	0.99	5.89	4.56	6.04
Z-10	0.95	0.78	3.28	7.19
Z-11	1.26	4.83	14.89	5.78
Z-12	1.25	14.25	4.76	14.36

En la tabla 5-2 se presenta las masas rotacionales y traslaciones de cada platea de la estructura, cabe recalcar que el análisis de platea y cimentación se realiza de igual manera.

Tabla 5.2 Masas traslacionales y rotacionales en plateas para estructura con análisis de ISE Modelo de Barkan (Fuente: Elaboración propia)

Masas traslacionales y rotaciones en las zapatas combinadas				
Plateas	Mt (Ts2/m)	$M_{x\phi}$ (Ts2m)	$M_{y\phi}$ (Ts2m)	$M_{z\Psi}$ (Ts2m)
PL-1	2.50	10.04	107.78	18.44
PL-2	1.73	37.76	6.61	37.91
PL-3	1.71	36.56	6.54	36.71
PL-4	2.16	46.18	12.91	46.76
PL-5	4.27	312.85	28.66	314.25
PL-6	2.30	49.07	15.42	49.82
PL-7	1.55	33.78	4.8	33.83
PL-8	7.52	78.56	1083.85	167.15

La figura 5-1 presenta la consignación de las masas traslacionales y rotacionales en el software ETABS, para esto, lo primero que se realizó fue seleccionar el centroide de cada zapata o zapata combinada y asignar las masas.

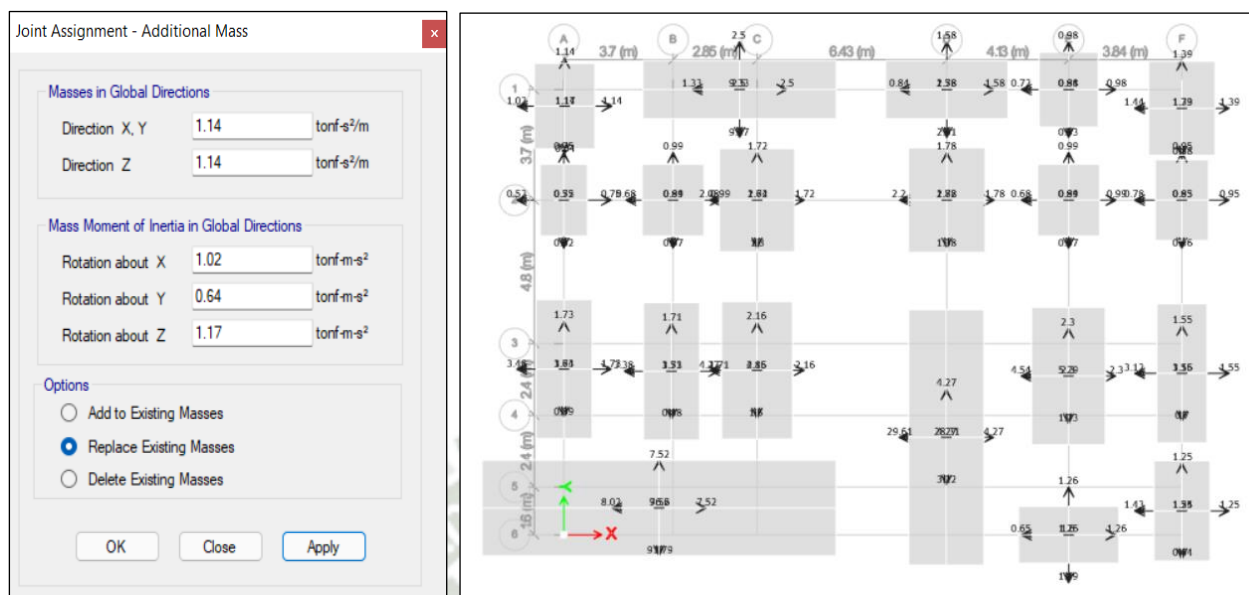


Figura 5-1 Asignación de masas traslacionales y rotacionales para zapatas y plateas en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia)

5.3.2 Coeficientes de rigidez

Los coeficientes de rigidez se encuentran en función de los coeficientes de compresión y desplazamiento elástico (compresión), los cuales actúan sobre las zapatas o plateas, según sea el caso Barkan, el científico Ruso, propuso las expresiones detalladas en la ecuación 2.0, las que dependen de las dimensiones de la zapata, su respectiva inercia, coeficiente de balasto, coeficientes determinados a través de ensayos experimentales por el científico Barkan, coeficiente de Poisson, módulo de elasticidad y coeficientes empíricos.

Se procedió a calcular los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, de compresión elástica uniforme y de compresión elástica no uniforme. Por lo cual es necesario tener en cuenta los datos descritos en el capítulo 5.2.1 Masas rotacionales y traslacionales.

- Para zapatas aisladas:

$$C_z = C_0 \left[I + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad ; \quad C_x = D_0 \left[I + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad ; \quad C_\varphi \left[I + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (5.2)$$

- Para zapata combinada:

$$C_{\varphi x} = C_0 \left[I + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad ; \quad C_{\varphi y} = C_0 \left[I + \frac{2(3a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (5.3)$$

Donde:

- D_0 : Coeficientes determinados a través de ensayos experimentales por el científico D.D Barkan
- C_0 : Coeficiente de balasto
- a, b: Dimensiones de la cimentación en los ejes X e Y, respectivamente
- Δ : Coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $1m^{-1}$
- ρ : Presión estática $\frac{P_{edificio} + P_{platea}}{A_{platea}}$

El valor del parámetro “Do”, se obtuvo a través de ensayos experimentales por el científico D.D Barkan y se calcula con la siguiente expresión:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu} C_0 \quad (5.4)$$

- μ : Coeficiente de Poisson

A través de esta metodología se puede conocer la relación suelo-estructura frente a un movimiento telúrico. Por lo tanto, se realizará el análisis de la Zapata 1 (Z-1):

$$D_0 = \frac{1-0.3}{1-0.5 \times 0.3} \times 3.36 = 2.77 \frac{kgf}{cm^3} \quad (5.5)$$

Con el coeficiente empírico D_0 se pasó a hallar los dos coeficientes de desplazamiento elástico uniforme tanto en X como en Y (C_y , C_x) y compresión elástica uniforme C_z y no uniforme ($C\Psi_x$, $C\Psi_y$).

$$C_z = 3.36 \left(1 + 2 \frac{2.05+2.85}{1 \times 2.05 \times 2.85} \right) \times \sqrt{\frac{0.578}{0.2}} = 15.30 \frac{kgf}{cm^3} \quad (5.6)$$

$$C_x = 2.77 \left(1 + 2 \frac{2.05+2.85}{1 \times 2.05 \times 2.85} \right) \times \sqrt{\frac{0.578}{0.2}} = 12.60 \frac{kgf}{cm^3} \quad (5.7)$$

$$C\Psi_x = 3.36 \left(1 + 2 \frac{2.05+3 \times 2.85}{1 \times 2.05 \times 2.85} \right) \times \sqrt{\frac{0.578}{0.2}} = 26.45 \frac{kgf}{cm^3} \quad (5.8)$$

$$C\Psi_y = 3.36 \left(1 + 2 \frac{2.05 \times 3 + 2.85}{1 \times 2.05 \times 2.85} \right) \times \sqrt{\frac{0.578}{0.2}} = 23.32 \frac{kgf}{cm^3} \quad (5.9)$$

En la Tabla 5-3 muestra la tabla resumen de los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme en la dirección X y Y (C_y , C_x) y compresión elástica uniforme C_z y no uniforme ($C\Psi_x$, $C\Psi_y$) de todas las zapatas de la estructura con análisis de interacción suelo-estructura.

Coeficiente de desplazamiento elastico uniforme y compresion elastica uniforme y no uniforme				
Zapatas	C_z (Tonf/m3)	C_x (Tonf/m3)	$C\Psi_x$ (Tonf/m3)	$C\Psi_y$ (Tonf/m3)
Z-1	15299.45	12599.55	26449.45	23319.63

Z-2	17779.54	14641.98	24613.61	32323.85
Z-3	17951.42	14783.52	30773.86	28209.37
Z-4	13383.44	11021.66	22810.77	20117.25
Z-5	22045.83	18155.39	39920.83	33962.49
Z-6	20152.61	16596.26	33932.16	32209.72
Z-7	18410.21	15161.35	30626.14	27439.37
Z-8	18577.38	15299.02	30787.87	27648.03
Z-9	22805.46	18780.97	38398.94	36449.76
Z-10	18658.17	15365.55	33197.00	28350.73
Z-11	17734.10	14604.56	25634.41	31871.49
Z-12	11891.52	9793.02	21339.87	17250.29

En la Tabla 5-4 se muestra la tabla resumen de los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme tanto en la dirección X y Y (C_y , C_x) y compresión elástica uniforme C_z y no uniforme ($C\Psi_x$, $C\Psi_y$) de todas las zapatas combinadas de la estructura con análisis de interacción suelo estructura.

Tabla 5.3 Coeficientes de desplazamiento elástico uniforme (C_y , C_x) y compresión elástica uniforme C_z y no uniforme ($C\Psi_x$, $C\Psi_y$) para zapatas combinadas con análisis de ISE Modelo de Barkan (Fuente: Elaboración propia)

Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme y compresión elástica uniforme y no uniforme				
Plateas	C_z (Tnf/m³)	C_x (Tnf/m³)	$C\Psi_x$ (Tnf/m³)	$C\Psi_y$ (Tnf/m³)
PL-1	15250.82	12559.50	19246.33	28671.64
PL-2	15568.35	12820.99	28769.68	20962.44
PL-3	17318.74	14262.49	31976.74	23373.13
PL-4	15791.87	13005.07	27396.11	21846.26
PL-5	14052.04	11572.27	24973.68	17309.37
PL-6	15450.57	12723.99	26372.21	21504.95
PL-7	18148.43	14945.76	34530.89	24137.71
PL-8	12474.57	10273.17	14795.41	21177.75

Finalmente, una vez hallados los coeficientes de desplazamiento y compresión se calculó los coeficientes de rigidez para los cinco grados de libertad, ya que el modelo de D.D Barkan - O.A. Savinov como se describió anteriormente restringe el giro en el sentido Z-Z.

Para la rigidez traslación en X-X y Y-Y:

$$K_z = C_z \times a \times b \quad (5.10)$$

$$K_x = K_y = C_x \times a \times b \quad (5.11)$$

Para la rigidez rotación en X-X y Y-Y:

$$K_{\psi_x} = \frac{C_{\psi_x} \times a \times b^3}{12} \quad (5.12)$$

$$K_{\psi_y} = \frac{C_{\psi_y} \times b \times a^3}{12} \quad (5.13)$$

Por lo tanto, con las ecuaciones 4.14 y 4.15 se realizará el análisis de la Zapata 1 (Z-1):

$$K_z = 15299.45 \times 2.05 \times 2.85 = 89387.06 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_y = K_x = 12599.55 \times 2.05 \times 2.85 = 73612.87 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_{\psi_x} = \frac{26449.45 \times 2.05 \times 2.85^3}{12} = 104598.10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_{\psi_y} = \frac{23319.63 \times 2.85 \times 2.05^3}{12} = 47714.10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

En la Tabla 5-5 se muestra la tabla de los coeficientes de rigidez de todas las zapatas de cimentación de la estructura con análisis de interacción suelo-estructura.

Tabla 5.4 Coeficientes de rigidez K_x , K_y , K_z para la estructura con ISE Modelo de Barkan (Fuente: Elaboración propia)

Coeficiente de rigidez en zapatas de cimentación				
Zapatas	K_z (Tnf/m)	K_x (Tnf/m)	$K_x\Psi$ (Tnf/m)	$K_y\Psi$ (Tnf/m)
Z-1	89387.06	73612.87	104598.10	47714.10
Z-2	143880.94	118490.19	63116.96	375422.89
Z-3	89757.08	73917.59	80140.25	47015.61
Z-4	94855.14	78116.00	133681.99	60151.36
Z-5	84655.99	69716.69	73582.07	27822.08
Z-6	101569.13	83645.17	82088.69	59658.84
Z-7	161963.80	133381.95	267244.32	130807.49
Z-8	169054.19	139221.09	286006.48	141733.02
Z-9	114939.54	94656.09	92894.72	67512.24
Z-10	90678.71	74676.58	98012.50	37201.82
Z-11	114562.31	94345.43	49817.48	198340.54
Z-12	75689.54	62332.56	127027.74	33030.92

En la Tabla 5-6 se muestra la tabla resumen de los coeficientes de rigidez de todas las zapatas combinadas de la estructura con análisis de interacción suelo estructura.

Tabla 5.5 Coeficientes de rigidez K_x , K_y , K_z para la estructura con ISE Modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov Fuente: Elaboración propia)

Coeficiente de rigidez en zapatas combinadas				
Zapatas	K_z (Tnf/m)	K_x (Tnf/m)	$K_x\Psi$ (Tnf/m)	$K_y\Psi$ (Tnf/m)
PL-1	194791.10	160416.20	77895.41	1309271.95

PL-2	137546.34	113273.45	458000.79	55715.28
PL-3	151365.80	124654.19	492810.55	61454.58
PL-4	174342.21	143575.94	533325.62	115767.68
PL-5	306369.53	252304.32	3316956.95	204496.86
PL-6	181235.13	149252.46	545480.14	136689.66
PL-7	143463.31	118146.25	491851.88	45953.08
PL-8	479023.32	394489.79	484816.16	9758707.55

Después se situó los valores ya nombrados en el software ETABS por lo cual es necesario retirar cualquier base del modelo y liberarlo, por lo que se debe seleccionar los nodos de la estructura y liberarlos. Después de esto se añadió la propiedad de infinitamente rígidas a las zapatas

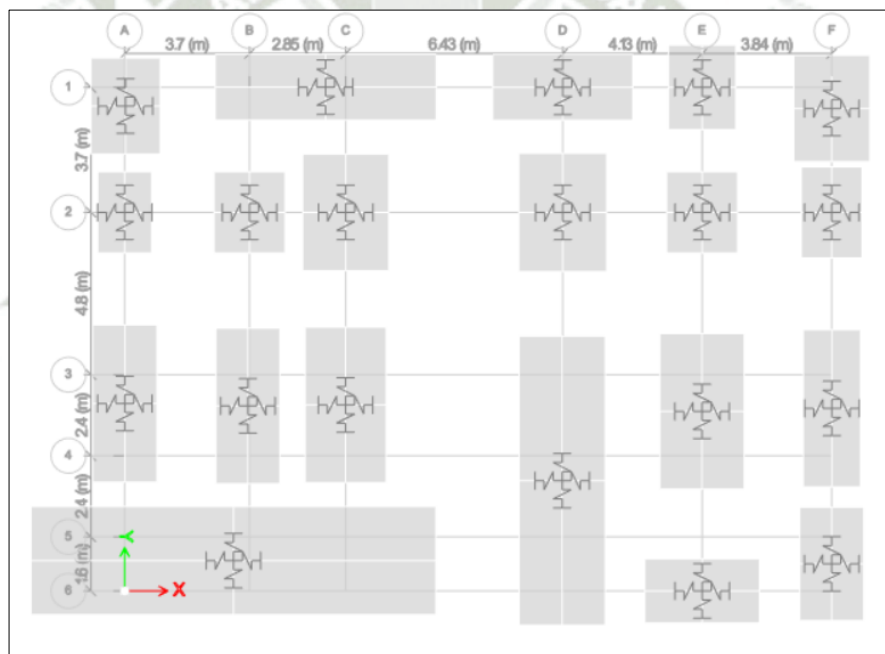


Figura 5-2 Asignación de los coeficientes de rigidez realizado en el software ETABS (Fuente: Elaboración propia)

ya dibujadas liberando sus apoyos. Por último, es necesario la rotación en el eje de rotación Z-Z.

En la Figura 5-2 se muestra la asignación de los coeficientes de rigidez.

5.4 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

El análisis sísmico estático se realizó de igual manera que el modelo con empotramiento rígido, cabe resaltar que el periodo fundamental de vibración no ha variado.

5.4.1 Fuerza cortante estática basal

La cortante basal en una estructura es considerada la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, por la aplicación de la fuerza sísmica en un nivel determinado, el cual se refleja en la base del mismo.

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \times P$$

(5.14)

Los parámetros sísmicos que se utilizaran para el análisis estático se detallan a continuación, considerando el peso de la estructura 3298.0896 ton.

- Z: 0.35
- S: 1.15
- C: 2.5
- U: 1.00
- R: 6

$$V = \frac{0.35 \times 1.00 \times 2.5 \times 1.15}{6} \times 3298.089 \text{ ton}$$

$$V = 553.17 \text{ ton}$$

El valor de $\frac{C}{R}$ no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \text{ , entonces: } \frac{2.5}{6} \geq 0.125$$

La fuerza cortante de la estructura en la base tendrá un valor de 553.17 tnf

5.4.2 Distribución de fuerzas sísmicas

Calculada la fuerza cortante, se hallaron las fuerzas cortantes sísmicas horizontales en cualquier nivel i , para ello se utilizó la fórmula 4.4 y las consideraciones del inciso 1.1.4, por lo tanto, en la Tabla 5-7 se muestran la distribución de las fuerzas sísmicas en la estructura analizada.

Tabla 5.6 Distribución de fuerzas sísmicas en la estructura con interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Carga Muerta (tnf)	Carga Viva (tnf)	Peso sísmico "Pi" (tnf)	Altura "Hi" (m)	PiHi	$\left[\alpha = \frac{1}{i} \right]$	Fuerza inercial (tnf)	Fuerza cortante (tnf)
1	236.739	30.756	244.428	3.300	806.611	0.016	9.364	571.465
2	321.983	61.511	337.361	5.800	1956.692	0.040	22.714	562.102
3	321.983	61.511	337.361	8.300	2800.094	0.057	32.505	539.387
4	322.047	61.511	337.424	10.800	3644.184	0.074	42.303	506.883
5	321.983	61.511	337.361	13.300	4486.897	0.091	52.086	464.579
6	321.983	61.511	337.361	15.800	5330.300	0.108	61.877	412.493
7	321.983	61.511	337.361	18.300	6173.700	0.125	71.667	350.617
8	321.850	61.511	337.228	20.800	7014.333	0.142	81.426	278.950
9	321.983	61.511	337.361	23.300	7860.503	0.160	91.248	197.524
10	339.468	61.511	354.846	25.800	9155.026	0.186	106.276	106.276
	3152.001	584.355	3298.090	145.500	49228.339	1.000	571.465	

5.5 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

Para realizar el análisis dinámico se utilizó el programa ETABS, se utilizará el mismo espectro de aceleraciones de la estructura con empotramiento rígido ya que los parámetros no se han modificado.

5.5.1 Modos de Vibración y Participación Modal

Se realizó el análisis de los modos de vibración en el programa ETABS, considerando los mismos aspectos de la estructura con empotramiento rígido, como se ve en la siguiente tabla se tomó en cuenta los tres primeros modos. Como se observa en la tabla 5-7 a continuación el primer modo de vibración es de 0.836 Asimismo, se consideró la masa participativa y la sumatoria de la masa participativa. Los datos que se muestran a continuación se obtuvieron del programa ETABS.

Tabla 5.7 Modos de vibración, masa participativa y masa participativa acumulada en la estructura con interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia)

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		seg						
Modal	1	0.8360	0.7675	0.0012	7.41E-07	0.7675	0.0012	7.41E-07
Modal	2	0.7470	0.0012	0.8007	9.56E-06	0.7688	0.8019	1.03E-05
Modal	3	0.5700	0.0008	0.003	0	0.7696	0.8048	1.05E-05
Modal	4	0.2330	0.1369	0.0009	1.28E-05	0.9065	0.8057	2.33E-05
Modal	5	0.2190	0.0013	0.1174	0.0001	0.9077	0.9231	0.0001
Modal	6	0.1630	0.0051	0.0006	0.0003	0.9129	0.9237	0.0004
Modal	7	0.1210	4.06E-06	0.0001	0.5685	0.9129	0.9238	0.5690
Modal	8	0.1150	0.0324	0.0083	2.92E-05	0.9453	0.9321	0.5690
Modal	9	0.1130	0.0017	0.0047	0.0830	0.9469	0.9368	0.6520
Modal	10	0.1130	0.0101	0.022	0.0220	0.9570	0.9588	0.6740
Modal	11	0.1040	0.0001	0.0004	0.0651	0.9571	0.9592	0.7392
Modal	12	0.0980	0.0003	3.59E-05	0.0085	0.9575	0.9592	0.7477
Modal	13	0.0970	0.0001	1.81E-05	0.0174	0.9575	0.9592	0.7651
Modal	14	0.0870	1.30E-05	9.66E-06	0.0009	0.9575	0.9593	0.7660
Modal	15	0.0840	0	0	0.0210	0.9575	0.9593	0.7870

Modal	16	0.0820	0.0030	0.0002	0.0074	0.9605	0.9594	0.7943
Modal	17	0.0800	0.0003	6.30E-06	0.0755	0.9608	0.9594	0.8698
Modal	18	0.0750	0.0004	0.0031	0.0202	0.9612	0.9625	0.8900
Modal	19	0.0750	0.0001	0.0045	0.0063	0.9612	0.967	0.8963
Modal	20	0.0730	0	0.0001	0.0221	0.9612	0.9671	0.9184
Modal	21	0.0720	0.0016	0.0003	0.0002	0.9629	0.9674	0.9186
Modal	22	0.0710	0.0111	0.0005	0.0012	0.974	0.9680	0.9198
Modal	23	0.0700	0.0012	0.0011	0.0011	0.9752	0.9691	0.9209
Modal	24	0.0700	0.0013	0.0052	0.0004	0.9765	0.9743	0.9213
Modal	25	0.0690	0.0009	0.0019	0.0003	0.9774	0.9761	0.9215
Modal	26	0.0670	0.0007	6.49E-06	0.0010	0.9781	0.9761	0.9226
Modal	27	0.062	1.72E-05	9.52E-07	0.0039	0.9781	0.9761	0.9265
Modal	28	0.061	5.82E-06	3.51E-05	0.0010	0.9781	0.9762	0.9275
Modal	29	0.056	1.08E-06	2.83E-06	0.0010	0.9781	0.9762	0.9285
Modal	30	0.055	2.75E-06	6.00E-06	0.0011	0.9781	0.9762	0.9297

5.5.2 Fuerza cortante mínima

Al igual que el análisis de la estructura con empotramiento rígido la fuerza cortante en el primer entrepiso de la estructura no debe ser menor que el 80% del valor calculado según la Norma E-030 para estructuras regulares, como es el caso analizado. Con la fuerza cortante en la base se halló la amplificación y a su vez se añadió el cortante para cumplir los mínimos señalados y se escalaron proporcionalmente los demás resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Cortante Estatico	Combo	Tnf
Nivel 1	CM+0.25CV	3298.09
ZUCS/R	0.17	
Vest	553.12	
Vest*80%	442.49	

Nivel	Combo	Vx	Vy
		Tnf	tnf
Nivel 1	DINXX Max	342.29	38.13

Nivel 1	DINYY Max	36.17	386.25
---------	--------------	-------	--------

Vx		80% Vest
tnf		Tnf
342.29	>	442.49

Vy		80% Vest
tnf		tnf
386.25	>	442.49

Amplificación X-X	1.29
Amplificación Y-Y	1.15

El factor de amplificación se asignó en el programa ETABS para el análisis y diseño de los elementos estructurales.

5.5.3 Desplazamientos laterales admisibles

Para cada caso de sismo ya definido se realizó un caso de deriva, la Norma E.030 indica que para el cálculo las derivas se debe multiplicar los desplazamientos inelásticos (derivadas) por la ecuación $0.75R$ o $0.85R$ dependiendo si la estructura es regular o irregular, en nuestro caso al ser regular se multiplica por $0.75R$.

Tabla 5.8 Desplazamiento lateral máximo por sismo en dirección X-X en la estructura con interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Diafragma	Caso	Tipo	UX	Desp max lateral elástico
				m	
Nivel 10	D10	DINXX	Max	0.029838	0.134271
Nivel 10	D10	DINXX	Min	-0.029838	-0.134271
Nivel 9	D9	DINXX	Max	0.027569	0.124060
Nivel 9	D9	DINXX	Min	-0.027569	-0.124061
Nivel 8	D8	DINXX	Max	0.025026	0.112617
Nivel 8	D8	DINXX	Min	-0.025026	-0.112617
Nivel 7	D7	DINXX	Max	0.022241	0.100085
Nivel 7	D7	DINXX	Min	-0.022241	-0.100085
Nivel 6	D6	DINXX	Max	0.019303	0.086864

Nivel 6	D6	DINXX	Min	-0.019303	-0.086864
Nivel 5	D5	DINXX	Max	0.016106	0.072477
Nivel 5	D5	DINXX	Min	-0.016106	-0.072477
Nivel 4	D4	DINXX	Max	0.012723	0.057254
Nivel 4	D4	DINXX	Min	-0.012723	-0.057254
Nivel 3	D3	DINXX	Max	0.009293	0.041819
Nivel 3	D3	DINXX	Min	-0.009293	-0.041819
Nivel 2	D2	DINXX	Max	0.00598	0.026910
Nivel 2	D2	DINXX	Min	-0.00598	-0.026910
Nivel 1	D1	DINXX	Max	0.003007	0.013532
Nivel 1	D1	DINXX	Min	-0.003007	-0.013532

La tabla 5-9 muestra el desplazamiento lateral máximo de la estructura por acción de la fuerza de sismo en la dirección X-X, el cual es 0.02983 m y se obtuvo del espectro de respuesta inelástico en el programa ETABS, este factor se debe modificar por $R=6(0.75)$, por lo tanto, se obtiene un desplazamiento máximo lateral elástico de 0.134271

Tabla 5.9 Desplazamiento lateral máximo por sismo en dirección Y-Y en la estructura con interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Diafragma	Caso	Tipo	UY	Desp max lateral elástico
				m	
Nivel 10	D10	DINYY	Max	0.025816	0.116172
Nivel 10	D10	DINYY	Min	-0.025816	-0.116172
Nivel 9	D9	DINYY	Max	0.024347	0.109562
Nivel 9	D9	DINYY	Min	-0.024347	-0.109562
Nivel 8	D8	DINYY	Max	0.022582	0.101619
Nivel 8	D8	DINYY	Min	-0.022582	-0.101619
Nivel 7	D7	DINYY	Max	0.020482	0.092169
Nivel 7	D7	DINYY	Min	-0.020482	-0.092169
Nivel 6	D6	DINYY	Max	0.018200	0.081900
Nivel 6	D6	DINYY	Min	-0.018200	-0.081900
Nivel 5	D5	DINYY	Max	0.015581	0.070115
Nivel 5	D5	DINYY	Min	-0.015581	-0.070115
Nivel 4	D4	DINYY	Max	0.01267	0.057015
Nivel 4	D4	DINYY	Min	-0.01267	-0.057015
Nivel 3	D3	DINYY	Max	0.009562	0.043029
Nivel 3	D3	DINYY	Min	-0.009562	-0.043029
Nivel 2	D2	DINYY	Max	0.006371	0.028669
Nivel 2	D2	DINYY	Min	-0.006371	-0.028669
Nivel 1	D1	DINYY	Max	0.003271	0.014719
Nivel 1	D1	DINYY	Min	-0.003007	-0.013532

La tabla 5-10 muestra el desplazamiento lateral máximo de la estructura por acción de la fuerza de sismo en la dirección Y-Y, el cual es 0.025816 m y se obtuvo del espectro de respuesta inelástico en el programa ETABS, este factor se debe modificar por $R = 6(0.75)$, por lo tanto, se obtiene un desplazamiento máximo lateral elástico de 0.116172

5.5.4 Distorsiones de entrepiso

Según la Tabla 11 de la Norma E.030 la máxima distorsión de entrepiso se halla dividiendo el desplazamiento máximo lateral elástico, lo cual se halló de la misma manera que la estructura con empotramiento rígido.

Tabla 5.10 Distorsiones de entrepiso en la dirección X-X en la estructura con interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Caso	Tipo	Direccion	Etiqueta	X	Y	Z	Drift
					m	m	m	
Nivel 4	DINXX	Max	X	206	14.18	14.9	10.8	0.001528
Nivel 5	DINXX	Max	X	206	14.18	14.9	13.3	0.001508
Nivel 3	DINXX	Max	X	206	14.18	14.9	8.3	0.001504
Nivel 6	DINXX	Max	X	206	14.18	14.9	15.8	0.001448
Nivel 2	DINXX	Max	X	206	14.18	14.9	5.8	0.001373
Nivel 7	DINXX	Max	X	206	14.18	14.9	18.3	0.001344
Nivel 8	DINXX	Max	X	202	16.26	0	20.8	0.001257
Nivel 9	DINXX	Max	X	202	16.26	0	23.3	0.001151
Nivel 10	DINXX	Max	X	27	0	0	25.8	0.001099
Nivel 1	DINXX	Max	X	19	20.95	14.9	3.3	0.001082

La tabla 5-11 muestra las distorsiones de entrepiso halladas en el programa ETABS por efecto de la fuerza de sismo en la dirección X-X. El límite de distorsión de entrepiso para estructuras de concreto armado es 0.007, este factor debe ser menor a la multiplicación de $0.75 \times 6 \times 1$ por el mayor drift de la estructura en la dirección que se esta analizando el cual es 0.001528, al realizar la multiplicación se halla el valor 0.006876 el cual es menor a 0.007

Tabla 5.11 Distorsiones de entrepiso en la dirección Y-Y en la estructura con interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Caso	Tipo	Direccion	Etiqueta	X	Y	Z	Drift
					m	m	m	
Nivel 3	DINYY	Max	Y	167	20.95	14.28	8.3	0.001525
Nivel 4	DINYY	Max	Y	98	20.95	0.8	10.8	0.001498
Nivel 2	DINYY	Max	Y	167	20.95	14.28	5.8	0.001459
Nivel 5	DINYY	Max	Y	98	20.95	0.8	13.3	0.001435
Nivel 6	DINYY	Max	Y	98	20.95	0.8	15.8	0.00134
Nivel 7	DINYY	Max	Y	98	20.95	0.8	18.3	0.001207
Nivel 1	DINYY	Max	Y	166	17.96	0	3.3	0.001103
Nivel 8	DINYY	Max	Y	98	20.95	0.8	20.8	0.001053
Nivel 9	DINYY	Max	Y	98	20.95	0.8	23.3	0.000886
Nivel 10	DINYY	Max	Y	98	20.95	0.8	25.8	0.000725

La tabla 5-12 muestra las distorsiones de entrepiso halladas en el programa ETABS por efecto de la fuerza de sismo en la dirección Y-Y. El límite de distorsión de entrepiso para estructuras de concreto armado es 0.007, este factor debe ser menor a la multiplicación de $0.75 \times 6 \times 1$ por el mayor drift de la estructura en la dirección que se esta analizando el cual es 0.001525, al realizar la multiplicación se halla el valor 0.0068625 el cual es menor a 0.007

5.6 ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ALTURA

Los factores de irregularidad se determinan según la Norma E-030 en las dos direcciones de análisis X-X y Y-Y, el análisis se realiza en dos casos, planta y altura.

5.6.1 Irregularidad en altura

No presenta irregularidad en altura ya que para el análisis de interacción suelo-estructura se tomó la misma estructuración del análisis con empotramiento rígido.

5.6.2 Irregularidad en planta

Para el análisis de irregularidad en planta, solo afectara a la irregularidad torsional, para la irregularidad en esquina entrantes, discontinuidad de diafragma y sistemas no paralelos el análisis es igual que la estructura con empotramiento rígido ya que el dimensionamiento de la estructura no ha variado.

- **Irregularidad Torsional:** La irregularidad torsional depende del análisis de los extremos de cada entrepiso, se realizó de igual manera que el análisis con empotramiento rígido. Para realizar el efecto de torsión en la estructura se utilizó el programa ETABS en el cual se extrajeron los desplazamientos de eje de la estructura, estos fueron la etiqueta 18, 19, 27 y 34 como se muestra en la figura 4-1, con estos datos se halló el desplazamiento relativo y finalmente se aplicó la formula especificada en la Norma E.030 tanto en la dirección X-X y Y-Y. En la tabla 5-12 y 5-13 se observa todo el análisis realizado, por último, se concluye que tanto en la dirección X-X y Y-Y no se tiene regularidad por torsión.

Tabla 5.12 Análisis del efecto de torsión en la dirección X-X en la estructura con análisis interacción suelo-estructura Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Caso	Ux m	Desplaza Relativo X	Nivel	Desp Max Rel X	Nivel	D Prom Relativo X
<i>Etiqueta 18</i>							
Nivel 10	DINXX	0.03204	0.002188	Nivel 10	0.002726	Nivel 10	0.002457
Nivel 9	DINXX	0.029852	0.002509	Nivel 9	0.002813	Nivel 9	0.002661
Nivel 8	DINXX	0.027343	0.002860	Nivel 8	0.002968	Nivel 8	0.002914
Nivel 7	DINXX	0.024483	0.003014	Nivel 7	0.003107	Nivel 7	0.003061
Nivel 6	DINXX	0.021469	0.003352	Nivel 6	0.003352	Nivel 6	0.003334
Nivel 5	DINXX	0.018117	0.003627	Nivel 5	0.003627	Nivel 5	0.003525
Nivel 4	DINXX	0.01449	0.003749	Nivel 4	0.003749	Nivel 4	0.003569
Nivel 3	DINXX	0.010741	0.003717	Nivel 3	0.003717	Nivel 3	0.003451
Nivel 2	DINXX	0.007024	0.003427	Nivel 2	0.003427	Nivel 2	0.003088
Nivel 1	DINXX	0.003597	0.003597	Nivel 1	0.003597	Nivel 1	0.003121
<i>Etiqueta 19</i>							
Nivel 10	DINXX	0.03204	0.002188	Nivel 10	1.109483		
Nivel 9	DINXX	0.029852	0.002509	Nivel 9	1.057121		
Nivel 8	DINXX	0.027343	0.002860	Nivel 8	1.018531		
Nivel 7	DINXX	0.024483	0.003014	Nivel 7	1.015194		
Nivel 6	DINXX	0.021469	0.003352	Nivel 6	1.005550		
Nivel 5	DINXX	0.018117	0.003627	Nivel 5	1.029082		
Nivel 4	DINXX	0.01449	0.003749	Nivel 4	1.050434		
Nivel 3	DINXX	0.010741	0.003717	Nivel 3	1.077235		
Nivel 2	DINXX	0.007024	0.003427	Nivel 2	1.109780		
Nivel 1	DINXX	0.003597	0.003597	Nivel 1	1.152515		
<i>Etiqueta 27</i>							
Nivel 10	DINXX	0.030313	0.002726	MAX Dmax / Dprom		<	1.3
Nivel 9	DINXX	0.027587	0.002811				
Nivel 8	DINXX	0.024776	0.002956				
Nivel 7	DINXX	0.02182	0.003102	1.1525			
Nivel 6	DINXX	0.018718	0.003317				
Nivel 5	DINXX	0.015401	0.003423				
Nivel 4	DINXX	0.011978	0.003393				
Nivel 3	DINXX	0.008585	0.003191				
Nivel 2	DINXX	0.005394	0.002749				
Nivel 1	DINXX	0.002645	0.002645				
<i>Etiqueta 34</i>							
Nivel 10	DINXX	0.03016	0.002524	CUMPLE		<	REGULAR
Nivel 9	DINXX	0.027636	0.002813				
Nivel 8	DINXX	0.024823	0.002968				
Nivel 7	DINXX	0.021855	0.003107				
Nivel 6	DINXX	0.018748	0.003315				
Nivel 5	DINXX	0.015433	0.003422				
Nivel 4	DINXX	0.012011	0.003389				
Nivel 3	DINXX	0.008622	0.003184				
Nivel 2	DINXX	0.005438	0.002766				
Nivel 1	DINXX	0.002672	0.002672				

Tabla 5.13 Análisis del efecto de torsión en la dirección X-X en la estructura con análisis interacción suelo-estructura Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Caso	Uy m	Desplaza Relativo Y	Nivel	Desp Max Rel Y	Nivel	Desp Prom Relativo Y
Etiqueta 18							
Nivel 10	DINYY	0.026575	0.026575	Nivel 10	0.030720	Nivel 10	0.028648
Nivel 9	DINYY	0.025074	0.001501	Nivel 9	0.001786	Nivel 9	0.001644
Nivel 8	DINYY	0.023272	0.001802	Nivel 8	0.002141	Nivel 8	0.001970
Nivel 7	DINYY	0.021119	0.002153	Nivel 7	0.002529	Nivel 7	0.002340
Nivel 6	DINYY	0.018768	0.002351	Nivel 6	0.002750	Nivel 6	0.002550
Nivel 5	DINYY	0.016065	0.002703	Nivel 5	0.003132	Nivel 5	0.002917
Nivel 4	DINYY	0.013063	0.003002	Nivel 4	0.003462	Nivel 4	0.003232
Nivel 3	DINYY	0.009869	0.003194	Nivel 3	0.003686	Nivel 3	0.003440
Nivel 2	DINYY	0.006589	0.003280	Nivel 2	0.003774	Nivel 2	0.003527
Nivel 1	DINYY	0.003408	0.003181	Nivel 1	0.003645	Nivel 1	0.003406
Etiqueta 19							
Nivel 10	DINYY	0.03072	0.030720	Nivel 10	1.072345		
Nivel 9	DINYY	0.028934	0.001786	Nivel 9	1.086705		
Nivel 8	DINYY	0.026793	0.002141	Nivel 8	1.086802		
Nivel 7	DINYY	0.024264	0.002529	Nivel 7	1.081000		
Nivel 6	DINYY	0.021514	0.002750	Nivel 6	1.078431		
Nivel 5	DINYY	0.018382	0.003132	Nivel 5	1.073706		
Nivel 4	DINYY	0.01492	0.003462	Nivel 4	1.071163		
Nivel 3	DINYY	0.011234	0.003686	Nivel 3	1.071512		
Nivel 2	DINYY	0.00746	0.003774	Nivel 2	1.070031		
Nivel 1	DINYY	0.003815	0.003645	Nivel 1	1.070170		
Etiqueta 27							
Nivel 10	DINYY	0.0266	0.026600				
Nivel 9	DINYY	0.025068	0.001532				
Nivel 8	DINYY	0.023269	0.001799				
Nivel 7	DINYY	0.021119	0.002150				
Nivel 6	DINYY	0.018769	0.002350				
Nivel 5	DINYY	0.016067	0.002702				
Nivel 4	DINYY	0.013065	0.003002				
Nivel 3	DINYY	0.00987	0.003195				
Nivel 2	DINYY	0.006586	0.003284				
Nivel 1	DINYY	0.003419	0.003167				
Etiqueta 34							
Nivel 10	DINYY	0.03072	0.030720				
Nivel 9	DINYY	0.028934	0.001786				
Nivel 8	DINYY	0.026793	0.002141				
Nivel 7	DINYY	0.024264	0.002529				
Nivel 6	DINYY	0.021514	0.002750				
Nivel 5	DINYY	0.018382	0.003132				
Nivel 4	DINYY	0.01492	0.003462				
Nivel 3	DINYY	0.011234	0.003686				
Nivel 2	DINYY	0.00746	0.003774				
Nivel 1	DINYY	0.003815	0.003645				

MAX
Dmax/Dpro
m

1.0868

<

1.3

CUMPLE

REGULAR

- **Esquinas entrantes:** La planta es un rectángulo, por lo tanto, no cuenta con esquinas entrantes.
- **Discontinuidad del Diafragma:** La edificación se considera irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades o variaciones importantes en la rigidez, incluyendo aberturas mayores del 50% del área bruta del diafragma. (RNE, 2018). No presenta discontinuidad de diafragma ya que el área los ductos que posee la estructura es menor al 50% del área bruta y no se tiene secciones transversales con áreas resistentes menores que el 25% del total de la planta.
- **Sistemas No Paralelos:** No existe irregularidad, ya que los ejes de la estructura forman ángulos rectos.

Al no existir ningún tipo de irregularidad los factores de I_a y I_p es igual a 1 en los dos casos y en ambas direcciones, X-X y Y-Y. Se considera una estructura regular.

CAPÍTULO VI: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO



6. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

En el Capítulo 6 se obtendrá el refuerzo necesario de los elementos estructurales a través del análisis de sismo que se detalla en la Norma E-030.

6.1 PARÁMETROS

El diseño de los elementos estructurales estará basado en la resistencia de los elementos estructurales, para lo cual deben cumplir que la resistencia de diseño sea mayor igual a la resistencia requerida última.

En el análisis de resistencia se considera cinco combinaciones de carga:

- $1.4CM + 1.7CV = U1$
- $1.25 (CM + CV) + CS = U2$
- $1.25 (CM + CV) - CS = U3$
- $0.9CM + CS = U4$
- $0.9CM - CS = U5$

6.2 DISEÑO DE VIGUETAS

Para el diseño de viguetas se debe hallar la vigueta que soporte mayor carga de gravedad, por lo tanto, el diseño de estas se realiza solamente por gravedad puesto que este elemento estructural se encarga de soportar las cargas verticales y transmitir las a las vigas, columnas y/o muros estructurales. En ese sentido, solo estará sometida al peso propio del aligerado más la carga muerta y la carga viva.

La losa aligerada de la edificación tanto de ISE y empotramiento rígido presentan un peralte de 20 cm y las dimensiones del ladrillo King Kong a utilizar son de 30x30x15 cm.

Para el análisis de carga de las viguetas se halló de la siguiente manera:

$$\text{Losa} = 0.05 \times 0.40 \times 2.40 = 0.048 \text{ ton/m}$$

$$\text{Vigueta} = 0.15 \times 0.10 \times 2.4 = 0.036 \text{ ton/m}$$

$$\text{Ladrillo} = 3.5 \times 7.8 = 0.0273 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio total} = 0.048 + 0.036 + 0.058 = 0.084 \text{ ton/m}$$

- Carga muerta = $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.04 \text{ ton/m}$
- Carga viva o sobrecarga:

$$\text{Tabiquería móvil} = 0.10 \text{ ton/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 0.04 \text{ ton/m}$$

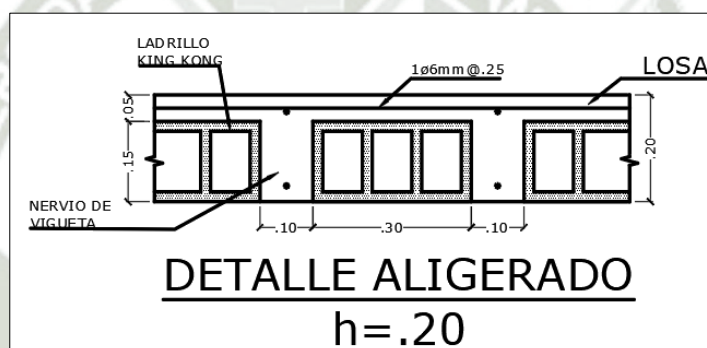


Figura 6-1 Detalle de la sección de vigüeta de la estructura (Fuente: Elaboración propia)

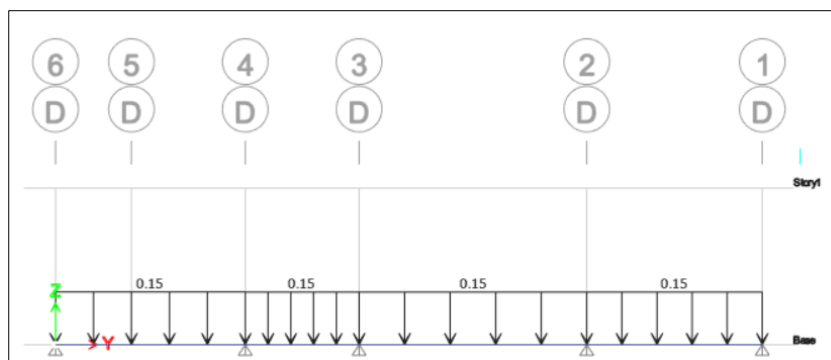


Figura 6-2 Carga distribuida muerta de vigueta (Fuente: Elaboración Propia)

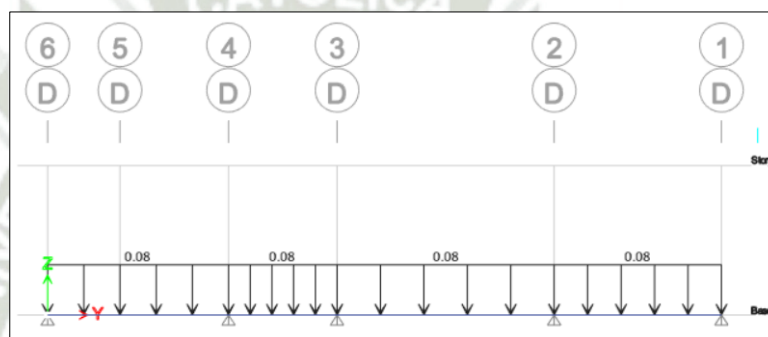


Figura 6-3 Carga distribuida viva de vigueta (Fuente: Elaboración propia)

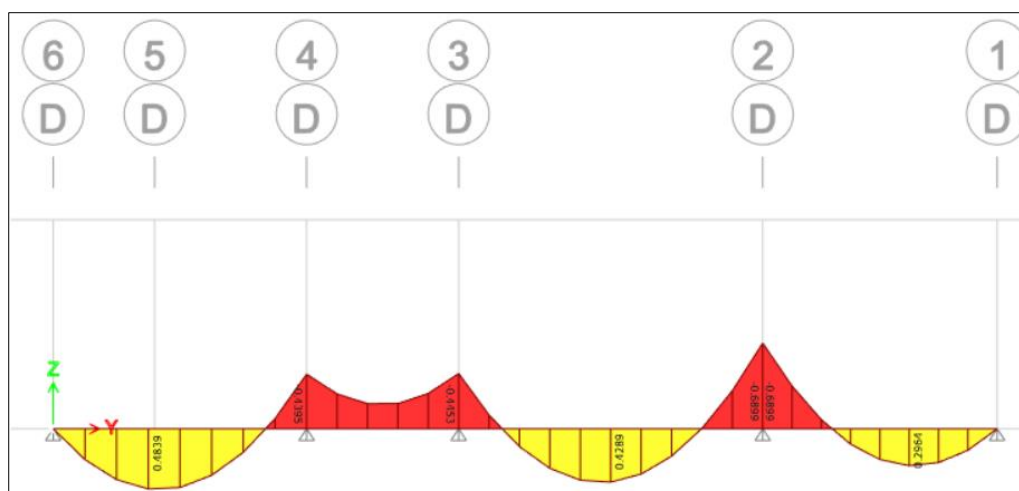


Figura 6-4 Diagrama de momentos de viga - Combinación 1 (Fuente: Elaboración propia)

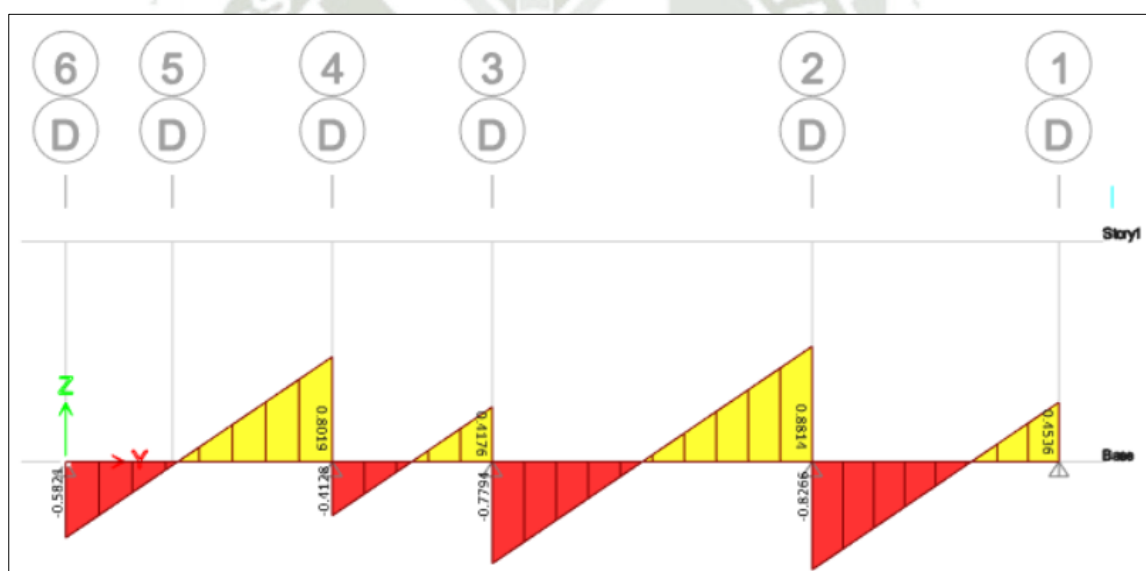


Figura 6-5 Diagrama de momentos de viga - Combinación 2 (Fuente: Elaboración propia)

6.2.1 Diseño por flexión

Según el reglamento de diseño de elemento de concreto armado, uno de los modelos para realizar el diseño por flexión es el Método de Whitney en el cual nos basaremos.

- El acero de refuerzo se halla con la siguiente expresión:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} \quad , \quad K_u = \phi f'_c \omega \left(1 - \frac{\omega}{1.7}\right) = \frac{M_u}{bd^2} \quad (6.0)$$

- Cuantía de acero:

$$A_s = bdp \quad (6.1)$$

- Área mínima de acero

$$A_s \min \frac{0.7(\sqrt{f'_c})}{f_y} bd \quad (6.2)$$

- Acero máximo

$$A_{smax} = 0.75 A_{sb} \quad (6.3)$$

Basándonos en la ecuación 6.2 y 6.3 para elementos estructurales de 280 kgf/cm² la cuantía máxima será:

- ❖ Cuantía máxima: 0.0212
- ❖ Cuantía mínima: 0.0028

6.2.2 Diseño por corte

El diseño por corte dependerá del área transversal de concreto que se haya contemplado en el diseño, por lo tanto, se debe realizar con la siguiente formula:

$$Vu \leq \phi Vc \quad (6.4)$$

$$Vc = 0.53bd\sqrt{f'c} \quad (6.5)$$

6.2.3 Ejemplo de diseño de vigueta

Para el ejemplo del diseño de la vigueta se tomará la vigueta del paño entre eje 3 y 4, la cual tiene mayor carga. Se ha considerado la misma dimensión de vigueta para todos los elementos del edificio. Para el diseño se tomó el mayor momento flector positivo el cual es 0.48tnf/m y la mayor fuerza cortante el cual es 0.88tnf, el peralte efectivo es de 0.17 m y 0.10 m de ancho.

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} \quad (6.6)$$

$$Ku = \frac{0.48 \times 10^5}{(40)(17)^2} = 4.15$$

Por lo tanto, se obtiene lo siguiente:

$$\rho = 0.0011 < \rho_{max} \quad (6.7)$$

$$As = 0.001(40)(17) = 0.70 \text{ cm}^2$$

Se colocará como acero positivo 1Ø3/8”.

$$Vc = \frac{0.53(10)(17)\sqrt{280}}{1000} = 1.51 \text{ tonf.}$$

$$Vu \leq \phi Vc \quad (6.8)$$

$$0.88 \leq (0.85)1.51 \text{ tonf}$$

$$0.88 \leq 1.21 \text{ tonf}$$

Se concluye que la fuerza cortante ultima producto del análisis es inferior a la resistencia del concreto al esfuerzo cortante, por ende, no necesita un refuerzo por cortante.

6.3 DISEÑO DE VIGAS

A comparación de las viguetas, las vigas deben resistir cargas sísmicas y a su vez transmitir fuerzas a las columnas y/o según sea el caso a los muros estructurales. Las vigas están sometidas tanto a fuerzas cortantes como a momentos flectores y momentos torsionales.

El diseño de vigas depende de la dimensión de las secciones, la dimensión vertical asumida debe asegurar que las deflexiones sean mínimas por efecto de las cargas de servicio y la dimensión horizontal. El área del acero de refuerzo aporta resistencia y tipo de falla de la estructura mientras que el acero complementario define el desempeño de la estructura por otros efectos.

6.3.1 Diseño por flexión

De acuerdo a la Norma E-060 para el diseño de una viga a flexión se requiere definir los siguientes parámetros:

- Acero de refuerzo mínimo longitudinal.
- Acero de refuerzo máximo longitudinal a flexión, debe ser menor que $\frac{3}{4}$ del acero balanceado.

- Se utilizará el Momento Ultimo (M_u) de la envolvente del diagrama rígido de momento flector que se ha obtenido del programa ETABS en el cual se ha realizado el análisis elástico.

6.3.2 Diseño por cortante

Acorde a la Norma E-060 para realizar el diseño de las secciones transversales de los elementos estructurales sometidos a fuerza cortante, se sustenta con la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (6.9)$$

V_u = Resistencia requerida por corte

V_n = Resistencia nominal

Por lo tanto, V_n se puede entender como la aportación de concreto y V_c como la aportación del acero V_s de manera que, se entiende con la siguiente formula:

$$V_n = V_c + V_s \quad (6.10)$$

Para hallar los momentos nominales resistentes se deben calcular con las siguientes ecuaciones:

$$ab = \frac{Asf_y}{0.85bf'_c} \quad (6.11)$$

$$M_n = Asf_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (6.12)$$

Para la distribución de estribos se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para los estribos el acero no debe ser mayor que $3/8''$ y para los aceros longitudinales no debe ser mayor que $1''$ de diámetro.

La figura 6- 6 esquematiza la distribución de acero en las vigas según la Norma E-060

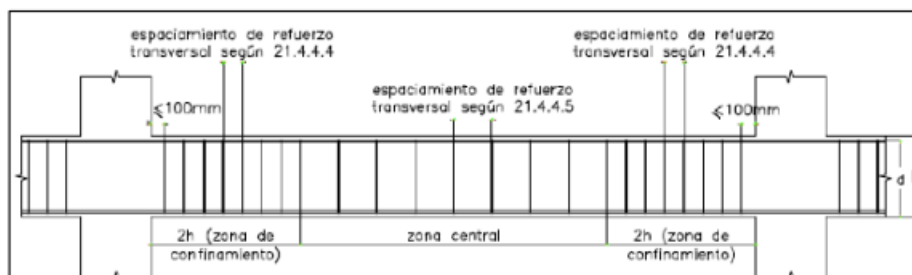


Figura 6-6 Distribución de acera en vigas Fuente: RNE Norma E.060 realizado en el software ETABS 18.1.1 (Fuente: Elaboración propia)

6.3.3 Ejemplo de diseño de viga

Para ejemplificar el diseño de vigas, se efectuó un ejemplo con el tramo de viga del Eje F del tercer nivel de la estructura empotrada.

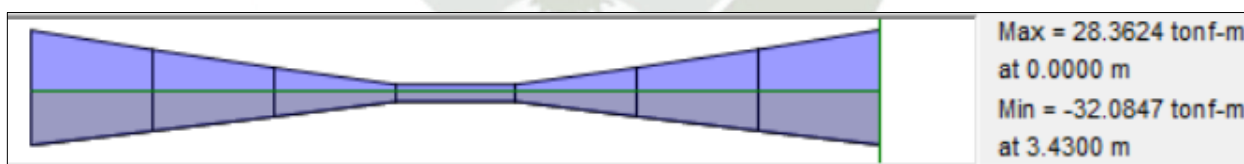


Figura 6-7 Diagrama de momento flector de Viga del eje F – Tercer Nivel realizado en el software ETABS 18.1.1 (Fuente: Elaboración propia)

Para realizar el diseño por flexión, se debe considerar un peralte efectivo de 41 cm a causa de que se considera dos capas de acero longitudinal. Primero se debe calcular el factor K_u .

$$K_u = \frac{32.1 \times 10^5}{30 \times 41^2} = 63.65$$

$$\rho = 0.0205 \text{ y } A_s = 25.2 \text{ cm}^2$$

Para la cantidad de acero necesaria se prefirió poner a la viga la siguiente distribución de acero negativo: 5 Ø 1".

Para el diseño por cortante primero se hallará la resistencia, con las fórmulas anteriormente detalladas.

$$V_c = 0.53bd\sqrt{f'_c} \quad (6.13)$$

$$V_c = \frac{0.53 \times 30 \times 41 \times \sqrt{280}}{1000} = 10.91 \text{ ton.}$$

Para el cálculo de W_u se multiplico 1.25 por la adición de W_m y W_v los cuales tienen un valor de 0.5 tnf/m y 0.12 tnf/m.

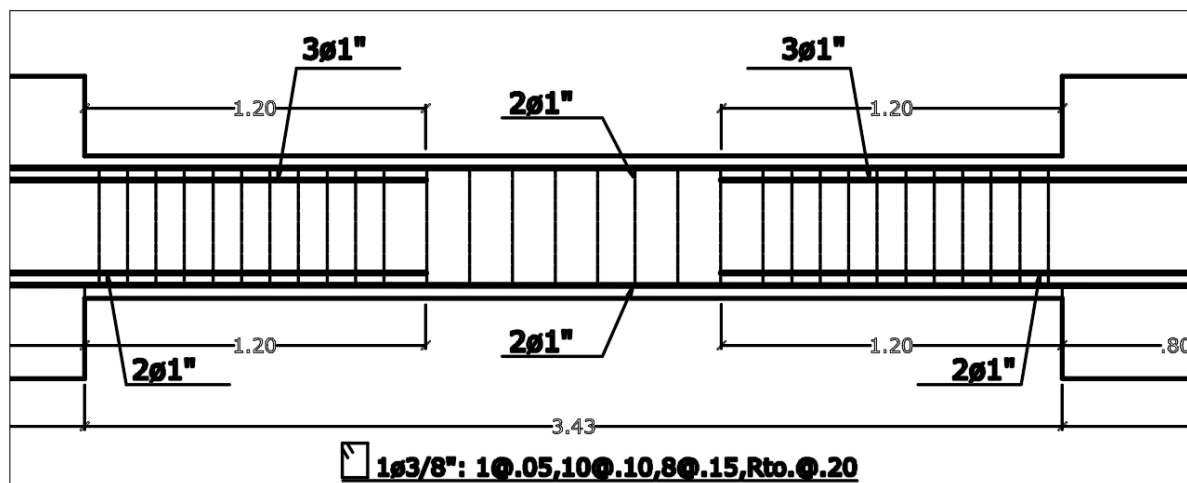


Figura 6-8 Distribución de acero en viga sometida a cortante (Fuente: Elaboración propia)

Para el diseño por cortante, es necesario los momentos resistentes nominales considerando el área de acero definida por el diseño a flexión con las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 * F'_c * b}$$

$$a = \frac{(5 * 5.1)(4200)}{0.85 * (280) * (30)} = 15 \text{ cm}$$

$$M_{nr} = A_s * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{nr} = 5 * 5.1 * 4200 * \left(41 - \frac{15}{2}\right) = 40.2 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{nr} = 40.2 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Se calcula la cortante considerando los momentos nominales resistentes. Debido a que la distribución del acero en ambos lados es igual, el valor del momento nominal resistente es igual.

$$V_{Mnr} = \frac{M_{nrd} + M_{nri}}{L}$$

$$V_{Mnr} = \frac{40.2 + 40.2}{3.43} = 23.44 \text{ tnf}$$

Posteriormente se calcula el esfuerzo cortante (V_{ui}) considerando la combinación de $1.25(W_m + W_v)$, la cual es 4.2 tnf.

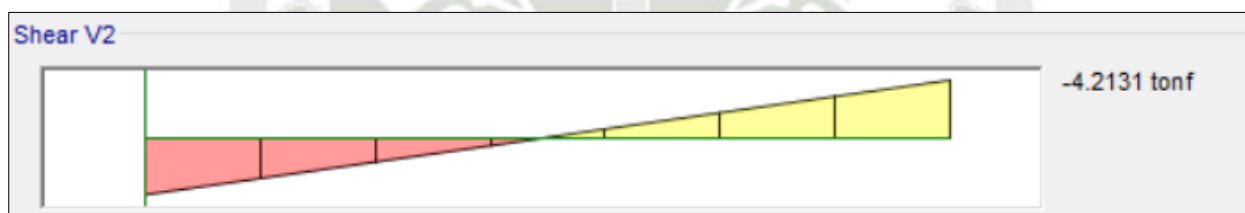


Figura 6-9 Diagrama de fuerza cortante de viga (Fuente: Elaboración propia)

La cortante ultima de diseño es la sumatoria de los dos siguientes componentes:

$$V_u = V_{Mnr} + V_{ui}$$

$$V_u = 23.44 + 4.2 = 27.6 \text{ tnf}$$

$$V_u = 27.6 \text{ tnf}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

$$V_s = \frac{27.6}{0.85} - 10.91 = 13.8 \text{ tnf}$$

Se analizará con estribos de 3/8"

$$S = \frac{\#hiladas * A_s * f_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 41}{13.8 * 1000} = 17.7 \text{ cm}$$

Se debe considerar el espaciamiento menor del espaciamiento calculado por el diseño por capacidad y los espaciamientos indicados en la norma:

- $S = d/4 = 41/4 = 10.25 \text{ cm}$
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal. $S = 10(2.54) = 25.4 \text{ cm}$
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo de confinamiento. $S = 0.953(24) = 22.9 \text{ cm}$
- 30 cm

Se escogerá el menor espaciamiento, el cual es 10 cm en la zona de confinamiento. Debido a ello se tendrá la siguiente configuración: 1@5 cm, 10@10 cm, 8@15cm y el resto a 20 cm.

6.4 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas a analizar están sometidas a flexo-compresión mayormente, es decir que están sujetas a cargas axiales y momentos flectores. Es importante entender que las columnas pueden llegar a estar sometidas a tres tipos de falla.

6.4.1 Diseño por flexo-compresión

Las columnas sujetas a flexo compresión son consideradas como el resultado de cargas axiales excéntricas o tanto de cargas axiales como de momentos flectores. Las dos condiciones de

carga son equivalentes y se pueden usar indistintamente para analizar columnas sujetas a compresión flexográfica. Para el análisis se calculará la excentricidad de la carga axial relativa al centro plástico. Este punto se caracteriza porque la carga aplicada provoca una deformación uniforme en toda la sección.

En una sección simétrica, el centro plástico coincide con el centroide de la sección total, y en una sección asimétrica, coincide con el centroide de la sección transformada. Una columna con una distribución de refuerzo dada y dimensiones dadas tiene una combinación infinita de cargas axiales y momentos de flexión que hacen que falle, o de manera equivalente, las cargas axiales que causan el colapso varían con la excentricidad que producen. (Harmsen, 2002)

6.4.2 Diseño por cortante

La Norma E-060 indica que las varillas longitudinales de refuerzo se deben sostener con los estribos. Por lo tanto, el refuerzo longitudinal debe poseer varillas de un diámetro mínimo de $3/8''$ y no mayores a $1''$, a su vez el S_o (espaciamiento denominado) no debe ser mayor a:

- 6 veces el diámetro de la menor barra longitudinal
- 100 mm, la cual debe ser la tercera parte de la dimensión mínima del elemento.

Mientras que, la longitud (L_o) localizada en la zona de confinamiento no debe ser menor que:

- Sexta parte de la luz libre del elemento
- Mayor dimensión de la sección transversal y mayor a 500 mm

La distribución de los se debe realizar como se observa en la figura 6-4. Los ganchos colgantes pueden tener 90 pulgadas en áreas no sísmicas, mientras que los ganchos colgantes en áreas sísmicas deben tener un gancho de 135 pulgadas. Las barras longitudinales deben ser tirantes doblados alternativamente. Cuando la distancia libre entre las barras es mayor a 15 cm, todas deben poseer estribos para sostenerlas. La figura 6-10 muestra la distribución del arriostramiento en las vigas.

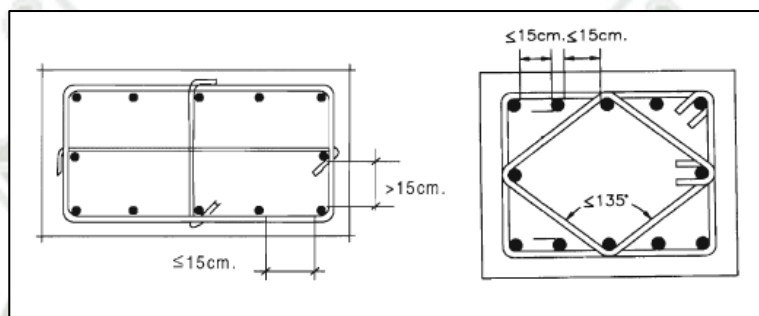


Figura 6-10 Distribución de estribos en las vigas según Norma E.030

Aunque existen límites bastante tradicionales en la distancia entre estribos cerrados, los diseñadores deben analizar y diseñar para el movimiento. En el diseño por capacidad, se supone que deben crearse rótulas plásticas en los extremos de las columnas con una resistencia potencial a la flexión (M_{pr}) igual a la resistencia nominal a la flexión (M_n) con un factor de 1,25. (RNE E.060, 2009)

Después de esto se debe hallar el cortante de diseño probable (V_{pr}) que es el doble de M_n entre la longitud de la columna.

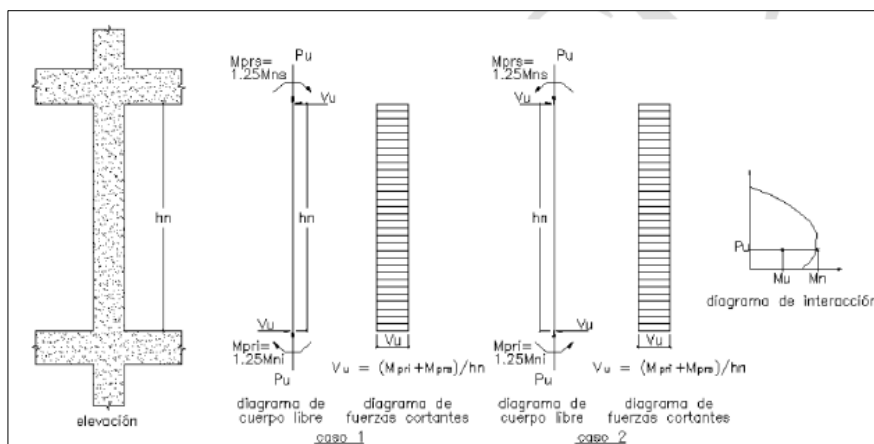


Figura 6-11 Fuerza cortante de diseño en columnas (RNE, E.060, 2009)

Por último, se debe hallar el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento con las ecuaciones detalladas a continuación:

$$V_s = \frac{V_{pr}}{0.85} - V_c$$

$$S = \frac{\#hiladas \times A_s \times f_{yxd}}{V_s}$$

6.4.3 Ejemplo de diseño de columna

Para realizar el diseño se tomó los momentos y fuerzas de la base de la columna ya que estas son de mayor magnitud. Por lo tanto, se tomó la columna C-1 de medidas 0.30mx0.60m de la estructura empotrada del cuarto nivel.

Para lo cual, se extrajeron los datos del modelo realizado en el software ETABS, la cual se muestra en la Tabla 6-1, resultados obtenidos por cargas de gravedad y cargas sísmicas.

Tabla 6.1 Combinaciones de carga debido a la fuerza sísmica en la dirección X-X y Y-Y
(Fuente: Elaboración propia)

Combinaciones	P (tnf)	V2 (tnf)	V3 (tnf)	T (tnf)	M2 (tnf.m)	M3 (tnf.m)
1.4CM+1.7CV	-60.51	1.45	2.17	0.00	2.68	1.79
1.25(CM+CV)+SX	-8.22	17.10	3.13	0.10	3.85	21.54
1.25(CM+CV)-SX	-96.74	-14.56	0.58	-0.10	0.73	-18.40
1.25(CM+CV)+SY	-34.33	3.83	4.71	0.12	5.87	4.76
1.25(CM+CV)-SY	-70.63	-1.29	-1.00	-0.13	-1.29	-1.62
0.9CM+SX	11.67	16.67	2.33	0.10	2.85	21.00
0.9CM-SX	-76.85	-14.99	-0.23	-0.10	-0.26	-18.93
0.9CM+SY	-14.44	3.40	3.90	0.13	4.88	4.22
0.9CM-SY	-50.73	-1.72	-1.81	-0.13	-2.29	-2.15

La figura 6-12 muestra la sección transversal de la columna C-1 y la distribución de acero longitudinal. Cuenta con 12 aceros corrugados de Ø3/4" lo cual está dentro de los límites de cuantía mínima.

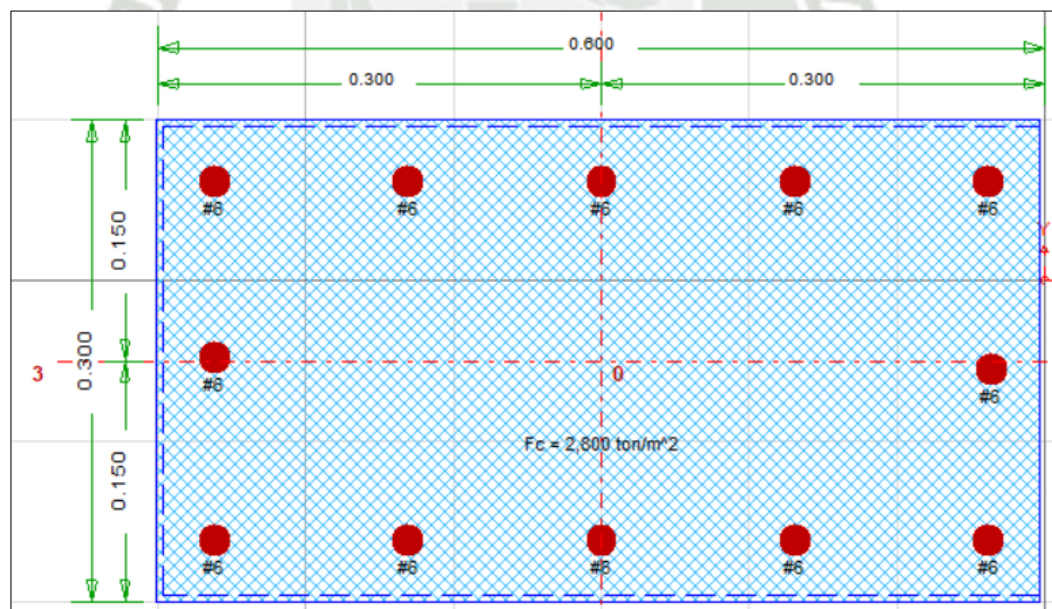


Figura 6-12 Distribución de acero de Columna C-1 (30x60cm) (Fuente: Elaboración propia)

La figura 6-13 ejemplifica el diagrama de interacción de la Columna C-1 en la cual se visualiza la zona en las que cualquier combinación de cargas de flexo-compresión pueden ser resistidas por la columna y su armado en la dirección de análisis del eje X-X.

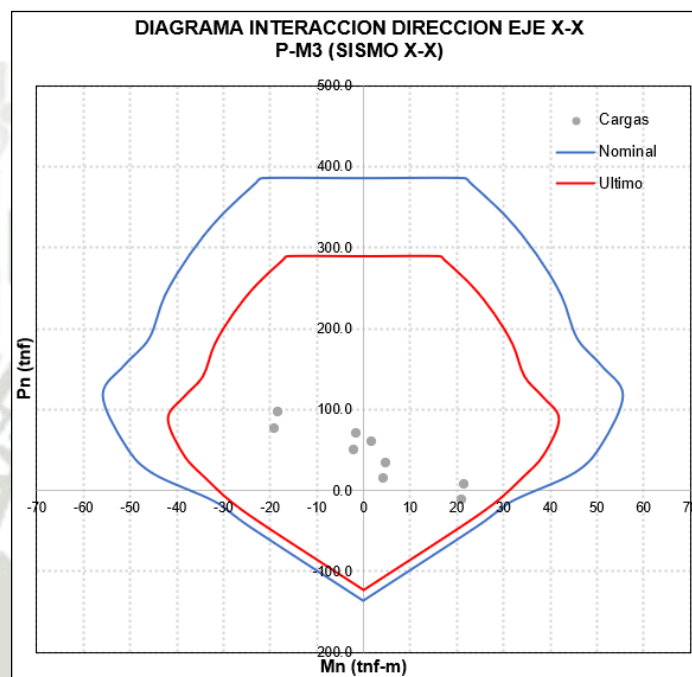


Figura 6-13 Diagrama de interacción de Columna C-1 en la dirección Sismo X-X

La figura 6-14 ejemplifica el diagrama de interacción de la Columna C-1, en la cual se visualiza la zona en las que cualquier combinación de cargas de flexo-compresión pueden ser resistidas por la columna y su armado en la dirección de análisis del eje Y-Y.

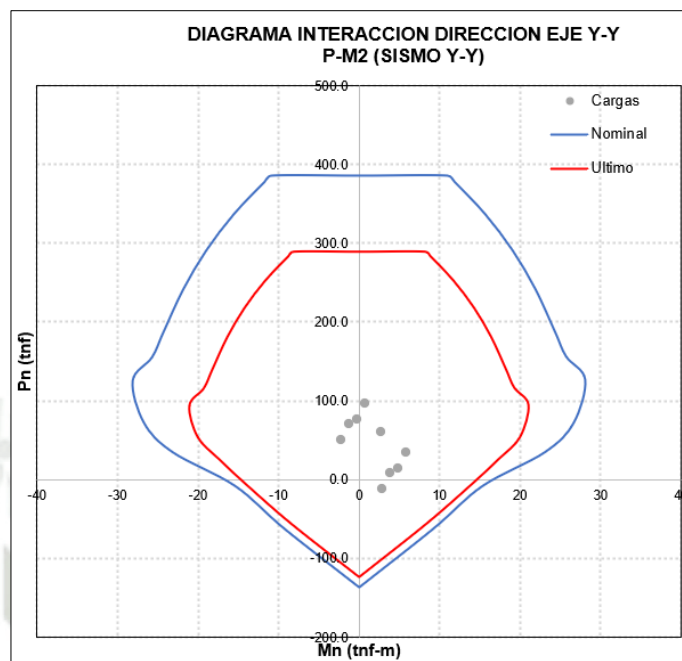


Figura 6-14 Diagrama de interacción de Columna C-3 en la dirección Sismo Y-Y

Los diagramas de interacción tanto en dirección X-X y Y-Y de la Columna C-1 concluyen que la distribución de acero longitudinal satisface con la demanda de esfuerzos en la dirección X y Y para el diseño por flexo compresión.

Para el diseño por capacidad para resistir los esfuerzos por corte se considera colocar 2 estribos de 3/8" para confinar los aceros longitudinales. Se determinará el espaciamiento de los estribos considerando los espaciamientos mínimos indicados en la norma y también el calculado por la filosofía de diseño por capacidad. Solamente se calculará para la zona de confinamiento.

- Diseño por capacidad:

$$V_s = \frac{V_{pr}}{0.85} - V_c$$

$$V_s = \frac{44}{0.85} - 12.77 = 38.75 \text{ tnf}$$

$$S = \frac{\#hiladas \times A_s \times f_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{4 \times (0.71) \times (4200) \times (48)}{38.75} = 14.7 \text{ cm}$$

$$S = 14.7 \text{ cm}$$

- 6 veces el diámetro del menor acero longitudinal: $S = 6(1.905) = 11.43 \text{ cm}$
- La tercera parte de la dimensión mínima del elemento estructural: $S = (1/3)(30) = 10 \text{ cm}$
- $S = 10 \text{ cm}$

La longitud L_o o zona de confinamiento debe cumplir los siguientes parámetros:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento $L_o = (1/6)(215) = 36 \text{ cm}$
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento $L_o = 60 \text{ cm}$
- 50 cm

Para los estribos de las columnas el acero será de $3/8''$ y tendrán la siguiente configuración $1@5 \text{ cm}$, $6 @ 10 \text{ cm}$ y resto a 20 cm . La zona de confinamiento será de 60 cm .

6.5 DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros estructurales soportan cargas de flexo compresión o de compresión. Según la norma E.060 se deben considerar cuantías mínimas para el refuerzo de acero corrugado las cuales están relaciones a la sección de concreto de la placa.

Para el refuerzo vertical:

- 0.0012 para barras de acero corrugado $\leq \emptyset 5/8$
- 0.0015 para otros diámetros

Refuerzo horizontal

- 0.0020 para barras de acero corrugado $\leq \emptyset 5/8$
- 0.0025 para otros diámetros

Al espesor ser mayor de 25 cm la norma indica que debe colocarse refuerzo en las dos caras.

6.5.1 Diseño por flexo compresión

Igual que para realizar el diseño de columnas es importante realizar el diagrama de interacción de la estructura en el cual se evaluarán las configuraciones de acero corrugado. Los muros estructurales poseen núcleos confinados en los extremos para resistir los momentos flectores. se debe realizar el diagrama de interacción de la estructura en el cual se evaluarán las configuraciones de acero corrugado.

6.5.2 Diseño por cortante

Al igual que vigas y columnas el diseño por cortante de muros estructurales se realizó por capacidad, es decir prevalece el diseño por cortante sobre la resistencia por flexión.

Además, por medio del análisis de estructuras se obtendrá la fuerza cortante que debe modificarse con la finalidad de evitar que la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión o flexo compresión.

Para hallar la cortante de diseño V_u se utilizara la siguiente ecuación:

$$V_u \geq V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$$

M_n : Momento nominal de la sección, asociada a P_u , obtenido con el refuerzo realmente colocado.

M_{ua} : Momento ultimo proveniente del análisis estructural

La Norma E-060 también indica que el cociente de $\frac{M_n}{M_{ua}}$ no debe exceder el coeficiente de reducción (R), el cual se ha utilizado en el espectro de diseño de la estructura que en este análisis es 6, si en caso no se cumple se toma el valor de (R). Finalmente, la cuantía mínima tanto para refuerzo vertical y horizontal es 0.0025

6.5.3 Ejemplo de diseño de placas

Para el diseño de placas se realizará el diseño de la placa P8 de la estructura empotrada, para lo cual se tomaron tanto fuerzas y momentos en la base de la edificación ya que son mayores.

Al igual que en las columnas se deben tomar las combinaciones de cargas debido a cargas sísmicas y de gravedad.

La Tabla 6-3 muestra los datos que se extrajeron del modelo realizado en ETABS resultados obtenido debido a cargas de gravedad y Sísmica en la dirección X-X.

Tabla 6.2 Combinaciones de carga debido a la fuerza sísmica en el eje X-X (Fuente: Elaboración propia)

Diagrama Iteraccion 90°				
Etiqueta	Combinacion	P (tnf)	V2 (tnf)	M3 (tnf-m)
1	Story1-COM1-0-Bottom	271.4	0.2	2.7
2M	Story1-COM2-Max-Bottom	197.3	98.6	466.0
2m	Story1-COM2-Min-Bottom	273.0	-98.3	-461.4
3M	Story1-COM3-Max-Bottom	156.8	30.8	120.1
3m	Story1-COM3-Min-Bottom	313.5	-30.4	-115.5
4M	Story1-COM4-Max-Bottom	107.5	98.6	465.0
4m	Story1-COM4-Min-Bottom	183.1	-98.3	-462.4
5M	Story1-COM5-Max-Bottom	67.0	30.8	119.1
5m	Story1-COM5-Min-Bottom	223.6	-30.4	-116.5
	Max	313.5	98.6	466.0
	Min	67.0	-98.3	-462.4

La Tabla 6-4 muestra los datos que se extrajeron del modelo realizado en ETABS resultados obtenido debido a cargas de gravedad y de sismo en la dirección Y-Y.

Tabla 6.3 Combinaciones de carga debido a la fuerza sísmica en el eje Y-Y (Fuente: Elaboración propia)

Diagrama Iteracion 0°				
Etiqueta	Combinacion	P (tnf)	V3 (tnf)	M2 (tnf-m)
1	Story1-COM1-0-Bottom	271.4	0.6	0.7
2M	Story1-COM2-Max-Bottom	197.3	1.2	1.9
2m	Story1-COM2-Min-Bottom	273.0	-0.1	-0.7
3M	Story1-COM3-Max-Bottom	156.8	3.9	9.2
3m	Story1-COM3-Min-Bottom	313.5	-2.9	-8.0
4M	Story1-COM4-Max-Bottom	107.5	0.9	1.7
4m	Story1-COM4-Min-Bottom	183.1	-0.4	-1.0
5M	Story1-COM5-Max-Bottom	67.0	3.7	8.9
5m	Story1-COM5-Min-Bottom	223.6	-3.1	-8.2
	Max	313.5	3.9	9.2
	Min	67.0	-3.1	-8.2

En la Figura 6-15 se divisa la distribución de acero corrugado longitudinal en la sección transversal de la placa a analizar, los 2 núcleos cuentan cada una con 08 varillas de acero de 1" y el resto de varillas longitudinales son de 3/8" a cada 20 cm. La distribución del acero horizontal se calculará posteriormente.

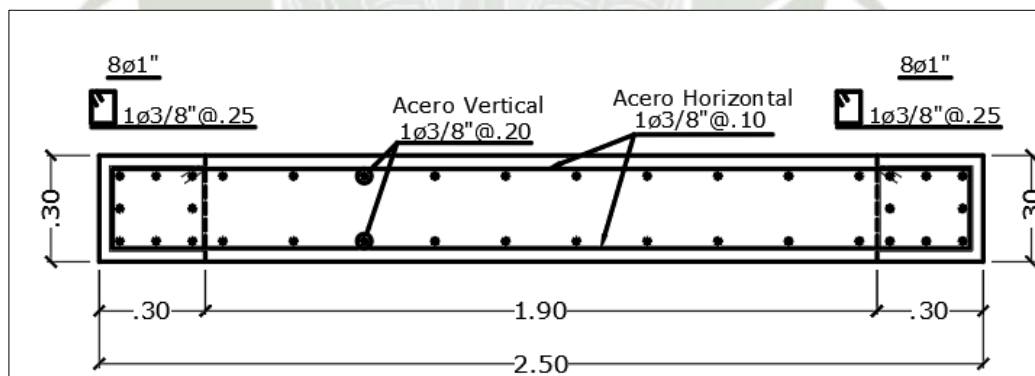


Figura 6-15 Distribución de acero en Placa 8 (Fuente: Elaboración propia)

La Figura 6-16 muestra el diagrama de interacción del muro estructural, el que corresponde al análisis en la dirección del eje X-X debido a las combinaciones de carga debido a fuerzas de gravedad y de sismo.

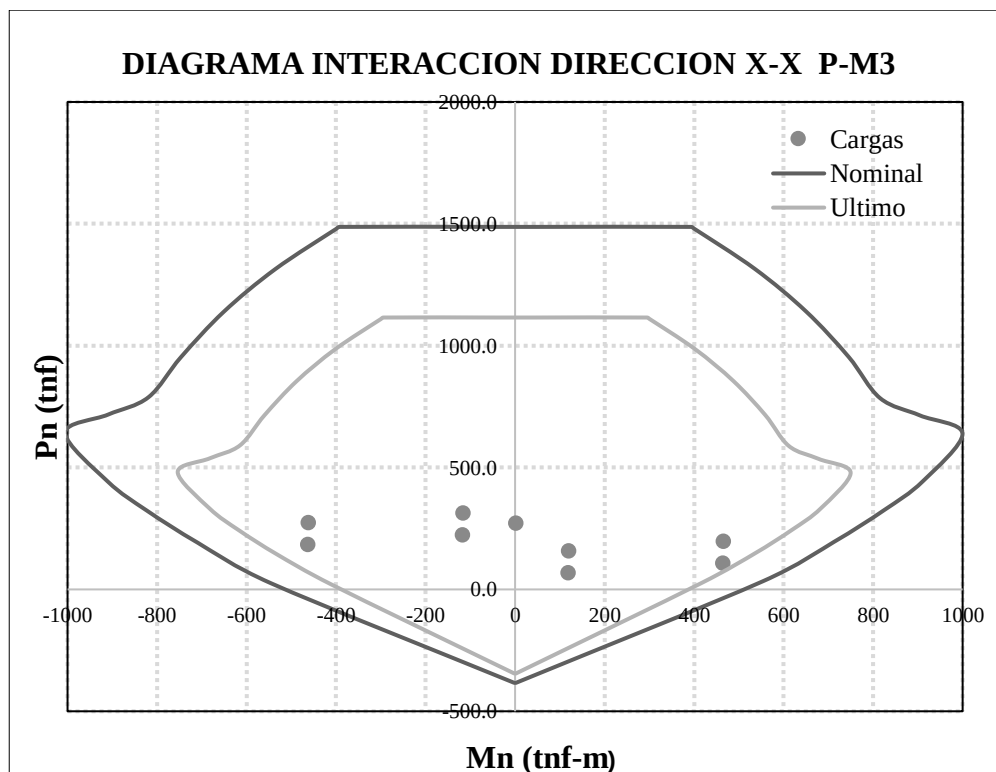


Figura 6-16 Diagrama de Interacción de la placa P-8 en la dirección del eje X-X (Fuente: Elaboración propia)

La Figura 6-17 muestra el diagrama de interacción del muro estructural el cual corresponde al análisis en la dirección del eje Y-Y debido a las combinaciones de carga debido a fuerzas de gravedad y sismo.

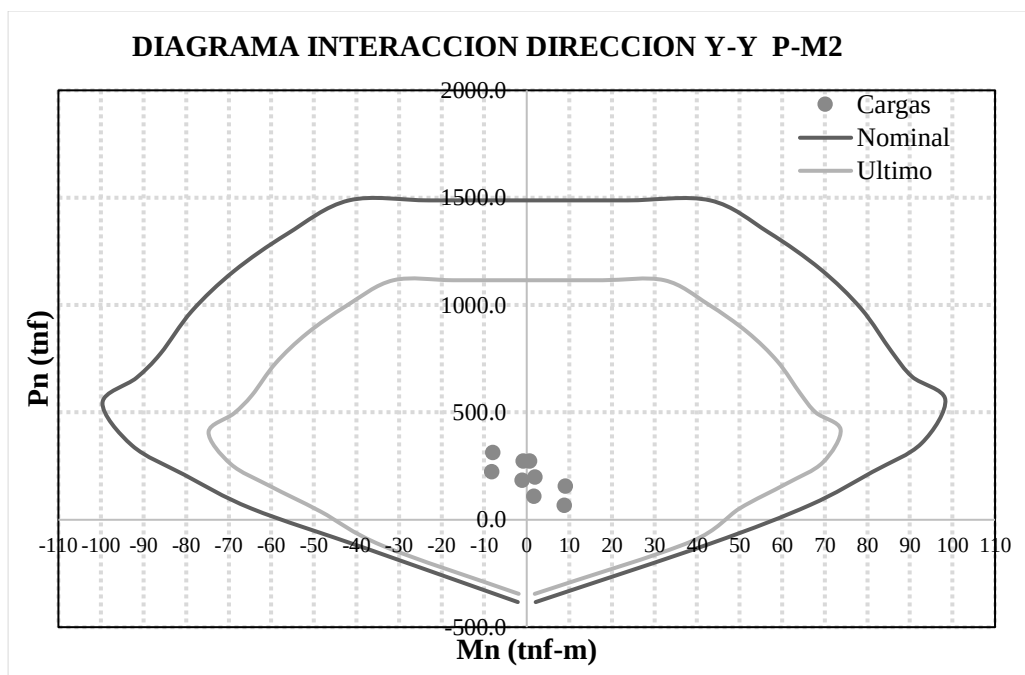


Figura 6-17 Diagrama de Interacción de la placa P-8 en la dirección del eje Y-Y (Fuente: Elaboración propia)

Para el diseño por cortante se analizó la combinación de la Figura 6-12 la cual representa la fuerza sísmica DINXX, la cual presenta el máximo momento flector. El momento resistente nominal según el grafico es 712 tnf.m.

Por lo tanto, se utilizarán las fórmulas siguientes para hallar la cortante.

$$Vu = Vua \frac{Mn}{Mua}$$

$$Vu = 98.6 \times \frac{712}{466}$$

$$Vu = 51 \text{ ton}$$

$$V_c = \frac{(0.53)(0.80)(250)(30)\sqrt{280}}{1000} = 53.2 \text{ ton}$$

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

$$V_s = \frac{151}{0.85} - 53.2 = 124.4 \text{ ton}$$

$$S = \frac{\#hiladas \times A_{sh} \times f_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{2(0.71)(4200)(0.8)(2.5)(100)}{124.4(1000)} = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto el acero que representa la distribución del acero horizontal es de 3/8" cada 10cm.

6.6 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

La cimentación para ambos tipos de estructura consiste en zapatas aisladas y combinadas conectadas por vigas de cimentación, este sistema simula un diafragma rígido para impedir desplazamientos relativos en las zapatas. Asimismo, este sistema controla mejor los asentamientos relativos de las columnas y placas.

El análisis y diseño de la cimentación se realiza en el software SAFE, donde se utiliza el método flexible aproximado, el cual modela al suelo con un número infinito de resortes elásticos. El modelo se basa en utilizar una constante elástica para los resortes elásticos, la cual se

denomina coeficiente de reacción o módulo de Winkler K_s . El valor del coeficiente de reacción es 3.36 kgf/cm²/cm el cual se detalla en la sección 3.2.3.4

Para el pre dimensionamiento de las zapatas de cimentación se debe considerar la capacidad portante y la presión que la estructura va ejercer sobre el suelo. Se utilizará la siguiente expresión:

$$A_z = \frac{P_{ser}}{q_a}$$

Para calcular las fuerzas de sismo, es obligatorio multiplicar las fuerzas sísmicas calculadas en el análisis sísmico por un factor 0.8. Asimismo, según la Norma E-060 la capacidad portante admisible debe ser amplificada en 30% cuando se trata de fuerzas de sismo. Para el diseño de ejemplo se considera la zapata que está en el eje 2 y eje E, la cual recibe las siguientes cargas.

Carga	Fuerza Axial (tnf)	Momento X-X (tnf.m)	Momento Y-Y (tnf.m)
Carga Muerta	92.5	0.3	-0.1
Carga Viva	17.7	0.1	0.0
C. Sismo X	18.3	1.5	3.2
C. Sismo Y	10.6	7.9	0.6

Primeramente, se pre dimensiona con cargas de gravedad. Se considera un 10% más del peso de la carga muerta y viva para considerar el peso propio de la zapata. La capacidad portante admisible fue calculada en la sección 3.2.3.3.

$$A_z = \frac{P_{ser}}{q_a}$$

$$A_z = \frac{1.1(92.5 + 17.7)}{28} = 4.33 \text{ m}^2$$

Para tal área se va a considerar una zapata de ancho de 2.1 m y largo de 2.4 m, y un espesor de 0.8 m.

$$q_{estatico} = \frac{92.5 + 17.7 + 9.68}{2.1 * 2.4} = 23.8 \text{ tnf/m}^2$$

$$q_a > q_{estatico}$$

$$28 \text{ tnf/m}^2 > 23.8 \text{ tnf/m}^2$$

Este análisis se comprueba en el software SAFE. En la siguiente imagen se visualiza los esfuerzos por carga estática en la zapata analizada, y se puede visualizar que los esfuerzos transmitidos son menores que la capacidad admisible.

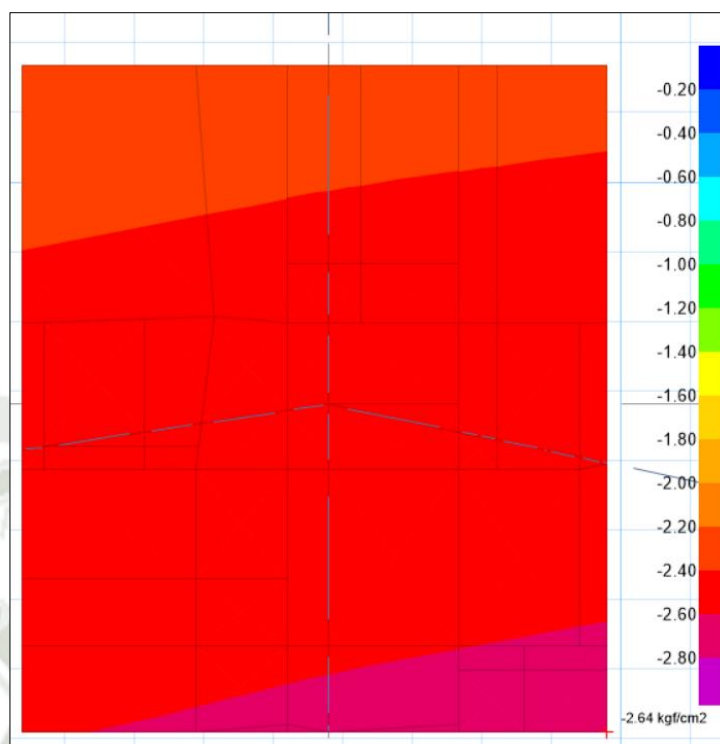


Figura 6-18 Esfuerzos por carga estática en la zapata analizada (Fuente: Elaboración propia en programa Safe)

Ahora, con estas dimensiones se analizará con las cargas sísmicas y cargas de gravedad. En el pre-dimensionamiento por carga sísmica lateral, se considera temporalmente un incremento del 30% en capacidad portante admisible. Este factor se denomina capacidad admisible dinámico (q_{Adin}).

$$q_{Adin} = 1.3q_a$$

$$q_{Adin} = 1.3(2.8) = 3.64 \text{ kgf/cm}^2$$

Peso propio de la zapata:

$$P_{zap} = 2.1m * 2.4m * 0.8m * 2.4 \frac{tnf}{m^3}$$

$$P_{zap} = 9.68 tnf$$

Se calculará los esfuerzos trasmitidos a la zapata considerando cargas sísmicas y de gravedad.

$$q_{sx,sy} = \frac{Q}{A_z} \pm \frac{6M}{LB^2}$$

$$q_{sy} = \frac{92.5 + 17.7 + 9.68 + 10.6}{2.1 * 2.4} \pm \frac{6(7.9)}{2.4 * 2.1^2}$$

$$q_{sy\max} = \frac{92.5 + 17.7 + 9.68 + 10.6}{2.1 * 2.4} + \frac{6(7.9)}{2.4 * 2.1^2} = 30.4 tnf/m^2$$

$$q_{sy\min} = \frac{92.5 + 17.7 + 9.68 + 10.6}{2.1 * 2.4} - \frac{6(7.9)}{2.4 * 2.1^2} = 21.4 tnf/m^2$$

$$q_{sx\max} = \frac{92.5 + 17.7 + 9.68 + 18.3}{2.1 * 2.4} + \frac{6(3.2)}{2.1 * 2.4^2} = 29 tnf/m^2$$

$$q_{sx\min} = \frac{92.5 + 17.7 + 9.68 + 18.3}{2.1 * 2.4} - \frac{6(3.2)}{2.1 * 2.4^2} = 25.8 tnf/m^2$$

Se observa que la capacidad admisible dinámica es mayor que los esfuerzos trasmitidos en ambos sentidos, y no se requiere de un incremento de dimensiones.

$$q_{Adin} > q_{sx,sy}$$

Este análisis se comprueba en el software SAFE, dando valores muy similares. En la siguiente imagen se visualiza los esfuerzos por carga estática en la zapata analizada, y se puede visualizar que los esfuerzos transmitidos son menores que la capacidad admisible.

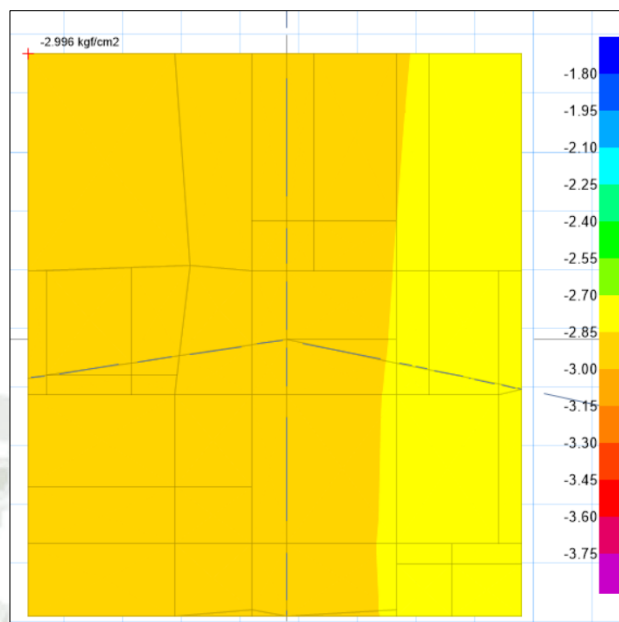


Figura 6-19 Esfuerzos por carga estática y carga sísmica en zapata analizada (Fuente: Elaboración propia en programa Safe)

Se concluye que las dimensiones asignadas a la zapata satisfacen la demanda de esfuerzos tanto para cargas de servicio sísmicas y de gravedad.

6.6.1 Diseño por cortante

Para la resistencia del concreto a esfuerzos de corte se utilizará la siguiente expresión:

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

$$V_c = \frac{1.06 * \sqrt{280} * 460 * 70}{1000} = 571 \text{ tnf}$$

$$\phi V_c = (0.85)571 = 485.4 \text{ tnf}$$

La zapata tiene resistencia al cortante (ϕV_c) igual a 485.4 tnf. Ahora se procederá a calcular los esfuerzos de cortante ultima que se darán en la zapata con la siguiente expresión.

$$q_{max,min} = \frac{P}{A} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$V_{umax} = q_{max} * (A_{total} - A_o)$$

Tabla 6.4 Combinaciones de carga para diseño de zapata (Fuente: Elaboración propia)

Combinaciones	Pu (tnf)	Mu X-X (tnf.m)	Mu Y-Y (tnf.m)	e (m)	qumax (tnf/m2)	qumin (tnf/m2)	Vumax (tnf)
1.4CM+1.7CV	159.51	0.56	-0.20	0.00	31.97	31.33	119.56
1.25(CM+CV)+SXX	155.98	2.03	3.06	0.02	32.68	29.22	122.23
1.25(CM+CV)+SYY	148.26	8.40	0.41	0.06	34.18	24.66	127.82
0.9CM+SXX	101.53	1.82	3.12	0.03	21.92	18.37	81.97
0.9CM+SYY	93.81	8.19	0.48	0.09	23.25	13.97	86.97

$$V_{umax} = q_{max} * ((2.4 * 2.1) - (1.0 * 1.3))$$

$$V_{umax} = 34.18 * (3.74) = 127.82 \text{ tnf}$$

$$V_{umax} < \phi V_c$$

$$127.82 \text{ tnf} < 485.4 \text{ tnf}$$

Ahora se realizará el análisis por cortante por flexión.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 70 = 62.1 \text{ tnf}$$

$$\phi V_c = 62.1(0.85) = 52.8 \text{ tnf}$$

$$V_{umax} = q_{max} * X * B$$

$$V_{umax} = 34.18 * 0.55 * 1 = 18.8 \text{ tnf}$$

$$V_{umax} < \phi V_c$$

$$18.8 \text{ tnf} < 52.8 \text{ tnf}$$

Se concluye que la resistencia del concreto al cortante es mayor a los esfuerzos de corte por punzonamiento y cortante por flexión que la zapata estará sometida, es por ello que el espesor de 80 cm debe mantenerse.

6.6.2 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se tiene que analizar y diseñar por ambas direcciones con la siguiente expresión:

$$Mu = \frac{(q_{max})(B)(x^2)}{2}$$

El diseño por flexión en la dirección X-X:

$$Mux = \frac{(34.18)(1)(0.55^2)}{2} = 5.17 \text{ tnf.m}$$

$$Ku = \frac{5.17 \times 10^5}{(100)(70^2)} = 1.1$$

Según las tablas, la cuantía es 0.0002, y debido que esta cuantía es menor a la cuantía mínima 0.0018, se calcula el acero mínimo de refuerzo.

$$As = 0.0018(100)(70) = 12.6 \text{ cm/m}$$

Se colocará 7 barras de 5/8" por metro, teniendo una cuantía de 14 cm/m. Esta distribución se aplicará también en la otra dirección.

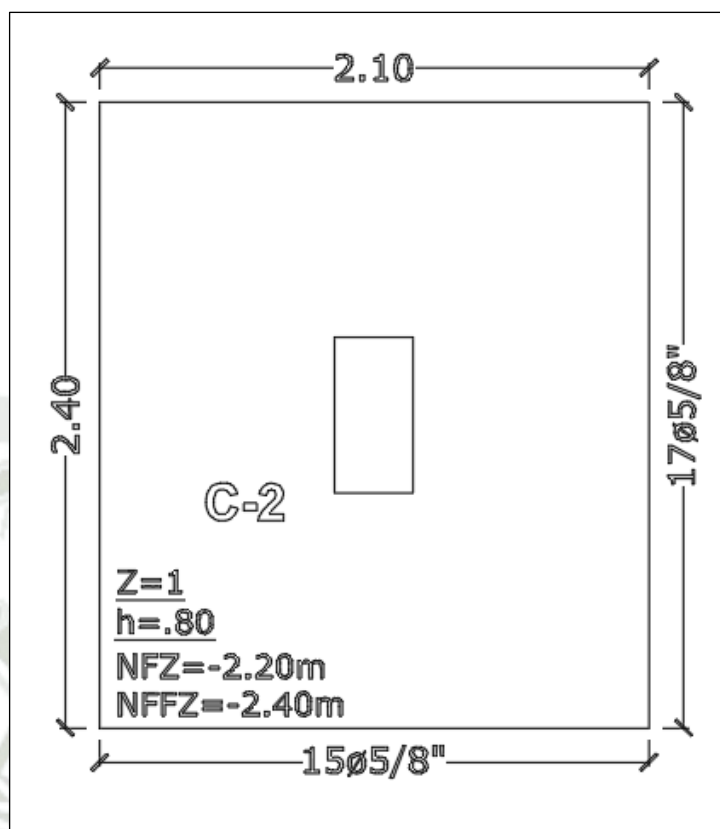


Figura 6-20 Distribución de acero en zapata (Fuente: Elaboración propia)

6.6.3 Diseño en programa SAFE 2016 V 16.0.2

Se realizó el diseño de zapatas en el programa Safe para poder identificar la transferencia de reacciones de la estructura hacia la base de la misma. En la Figura 6-21 se muestra la distribución de esfuerzos por efecto de las cargas de gravedad en la cimentación a su vez, en la Figura 6-22 se observa la distribución de esfuerzos por efecto de cargas de gravedad y sismo en la dirección XX y Y-Y.

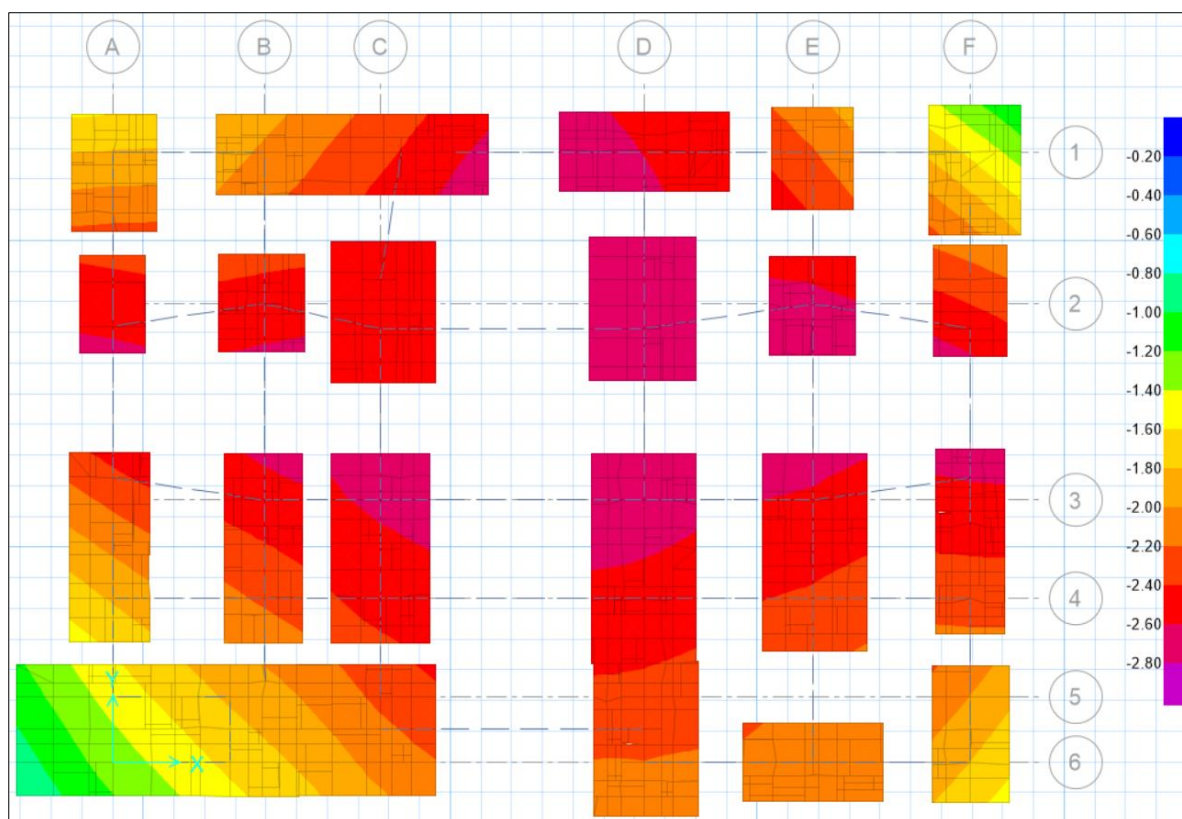


Figura 6-21 Esfuerzos transmitidos en la estructura con empotramiento rígido debido a cargas de gravedad (Fuente: Elaboración propia en programa Safe 2016)

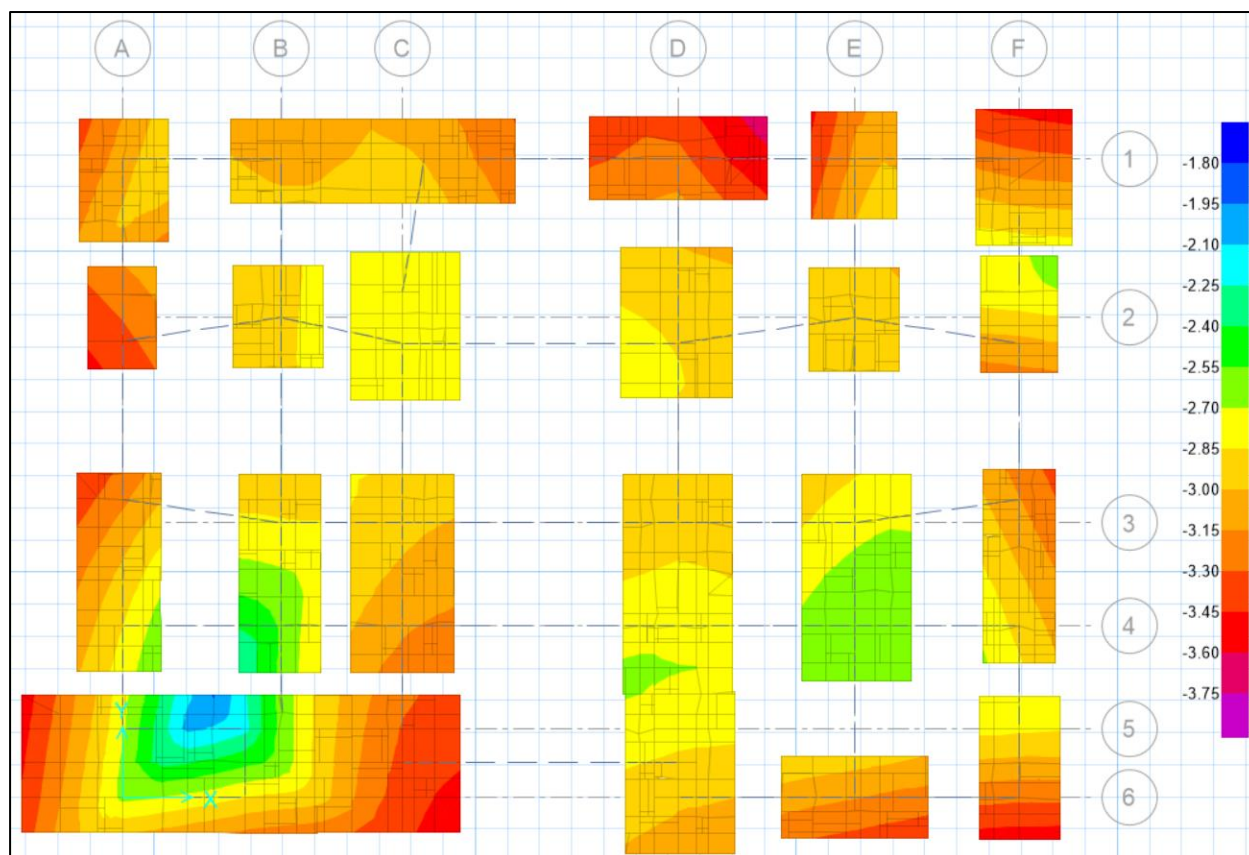


Figura 6-22 Esfuerzos transmitidos en la estructura en la dirección XX y Y-Y por acción de cargas de gravedad y carga sísmica con empotramiento rígido (Fuente: Elaboración propia en programa Safe 2016)

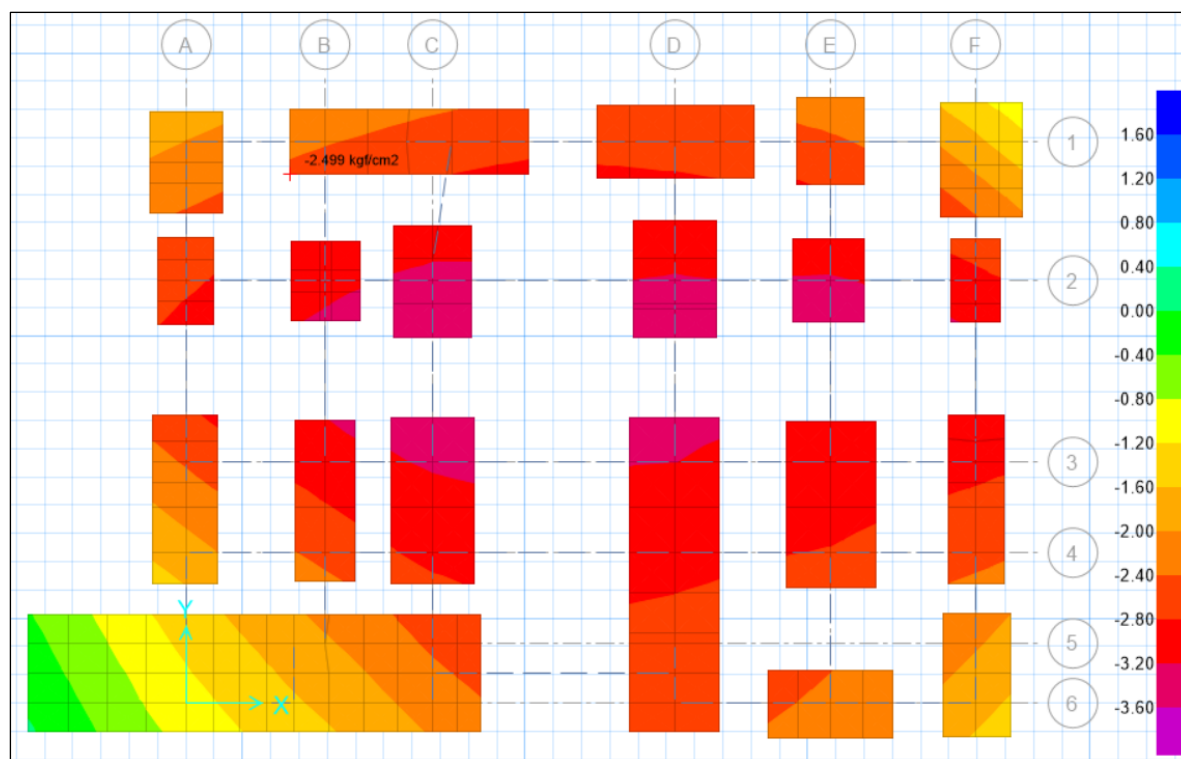


Figura 6-23 Esfuerzos transmitidos en la estructura con interacción suelo-estructura debido a cargas de gravedad (Fuente: Elaboración propia en programa Safe 2016)

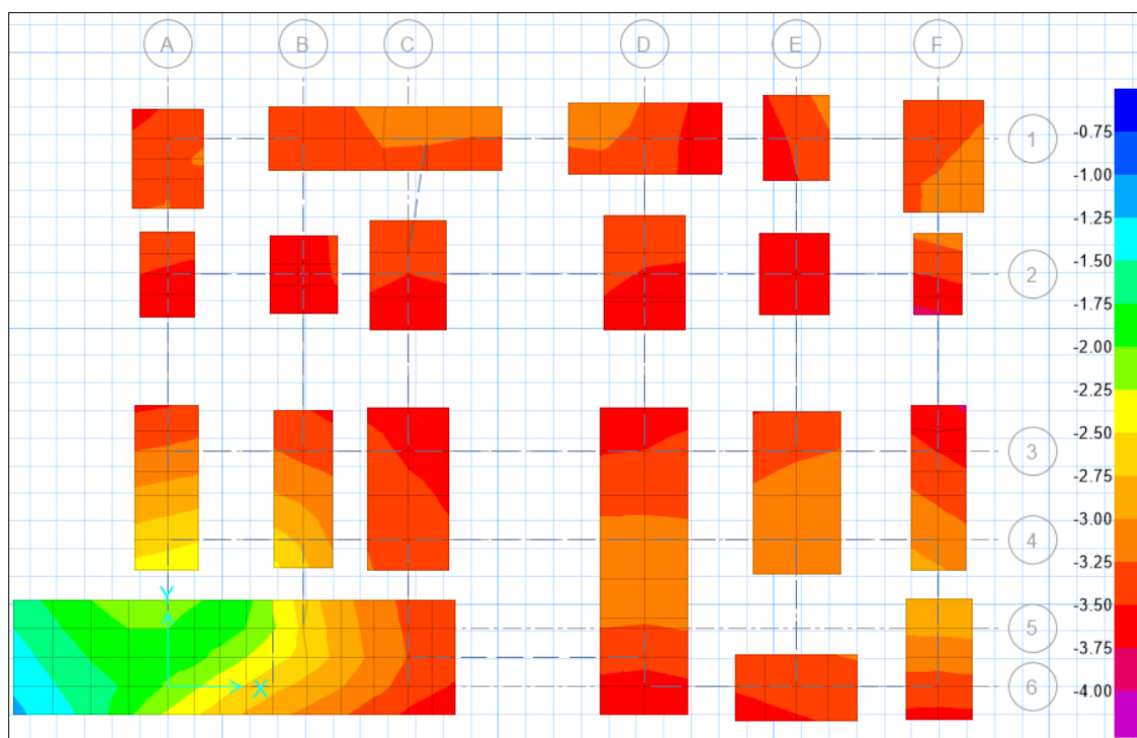


Figura 6-24 Esfuerzos transmitidos debido a cargas de gravedad y carga sísmica en la dirección XX y Y-Y en la estructura con interacción suelo-estructura (Fuente: Elaboración propia en programa Safe 2016)

En la Figura 6-11 y 6-13 se muestra que tanto la estructura con interacción suelo-estructura y empotramiento rígido se encuentran dentro del rango de capacidad admisible para cargas de gravedad el cual es 2.8 kgf/cm^2 .

En la Figura 6-12 y 6-13 se muestra que tanto la estructura con interacción suelo-estructura y empotramiento rígido se encuentran dentro del rango de capacidad admisible para cargas sísmicas el cual es 3.6 kgf/cm^2 .



CAPÍTULO VII: COMPARACION ESTRUCTURAL

7. COMPARACION ESTRUCTURAL

En el Capítulo 7 se muestra el comparativo de los dos tipos de estructuras que se han analizado en capítulos anteriores

7.1 ANÁLISIS DE COMPARACION DE ESTRUCTURAS POR SISMO

Al realizar la comparación sísmico estática de los dos sistemas anteriormente analizados se pueda concluir lo mostrado en la Tabla 7-1

Tabla 7.1 Cuadro comparativo de análisis sísmico estático (Fuente: Elaboración propia)

Parametros	Empotramiento rígido	Interaccion suelo estructura
<i>Coficiente "Ct"</i>	60	60
<i>Periodo fundamental de vibracion (s)</i>	0.43	0.43
<i>Configuracion estructural</i>	Regular	Regular
<i>Coficiente de reduccion "R"</i>	6	6
<i>Carga muerta (tonf)</i>	3261.405	3152.001
<i>Carga viva (tonf)</i>	584.3545	584.355
<i>Peso sismico (tonf)</i>	3407.494	3298.09
<i>Cortante basal estatica (tonf)</i>	571.4621	553.17

7.2 ANÁLISIS DE COMPARACION DE SISMO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

Al realizar la comparación sísmico dinámico modal espectral de los dos sistemas estructurales se los siguientes parámetros mostrados en la Tabla 7-2 a continuación.

Tabla 7.2 Cuadro comparativo sísmico dinámico modal espectral (Fuente: Elaboración propia)

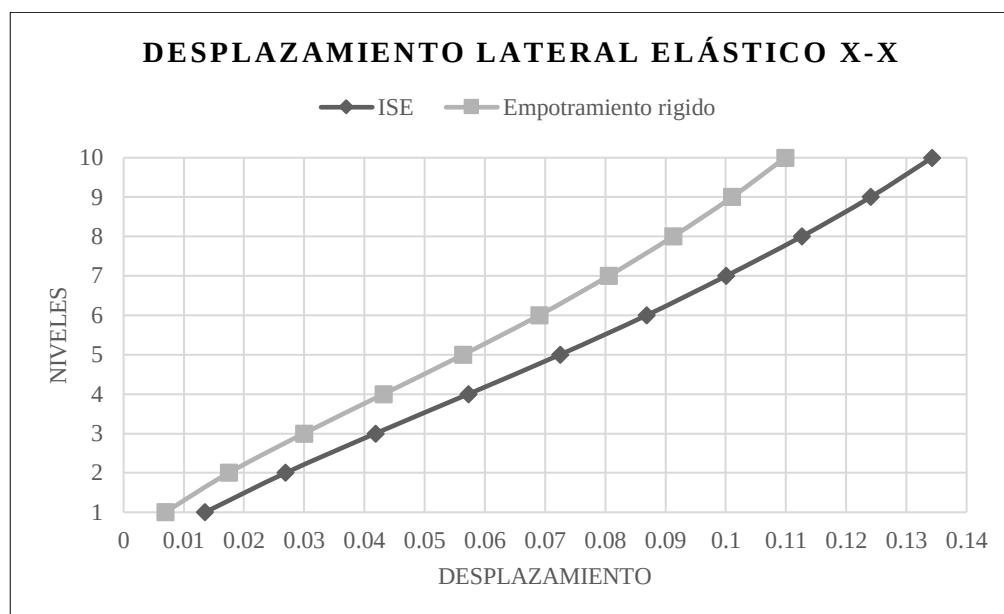
Parámetros	Empotramiento rígido	Interacción suelo estructura
Periodo fundamental de vibración (s)	0.686	0.836
Cortante basal Dinámica X-X (tnf)	405.429	342.2929
Cortante basal Dinámica Y-Y (tnf)	446.816	386.2462
Cortante basal mínima (tnf)	571.465	553.117
Factor de amplificación sísmica X-X	1.13	1.29
Factor de amplificación sísmica Y-Y	1.02	1.15
Desplazamiento lateral máximo X-X (m)	0.109863	0.134271
Desplazamiento lateral máximo Y-Y (m)	0.0980955	0.116172
Deriva máxima de entrepiso X-X	0.0052992	0.006174
Deriva máxima de entrepiso Y-Y	0.0050148	0.0057438

7.3 DESPLAZAMIENTOS

En la Tabla 7-3 se OBSERVAN los desplazamientos laterales en la dirección X-X en el modelo con interacción suelo estructura y empotramiento rígido. En la cual se aprecia que los desplazamientos laterales en la estructura resultan mayores en el análisis con ISE que en la estructura con empotramiento rígido en todos los niveles. Esto se debe a que en el modelo con interacción suelo estructura no limita el desplazamiento y giros del suelo de fundación.

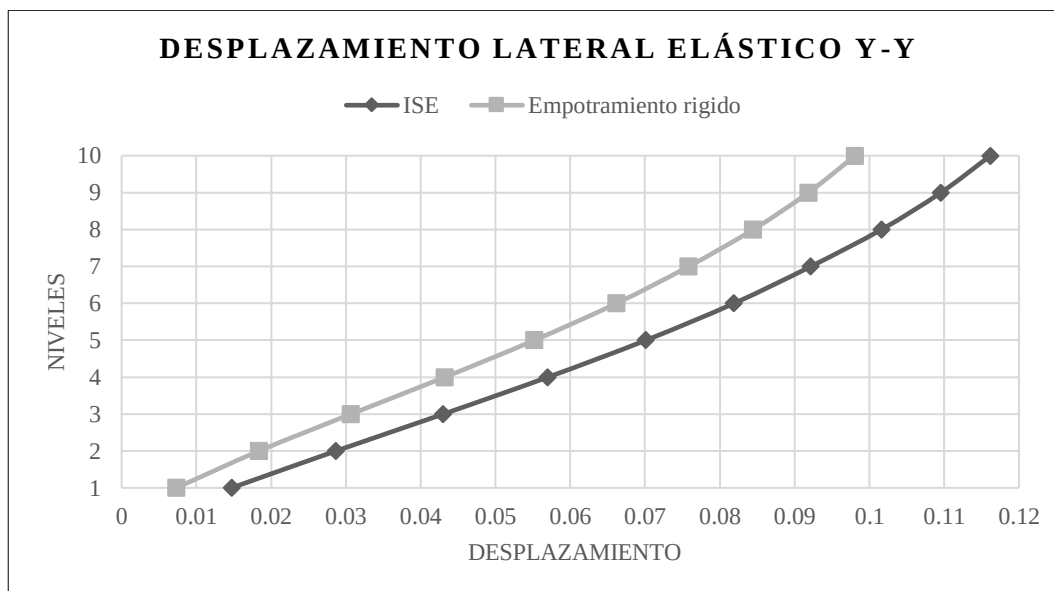
La ductilidad de la estructura con ISE en la cimentación da como resultado el incremento de las derivas de entrepiso, donde la máxima deflexión de la estructura ocurre en la dirección de análisis X-X durante el primer orden de fuerzas sísmicas. A través de la data en la Tabla 7-3 se observa que el desplazamiento lateral es mayor en una estructura con interacción suelo estructura que con empotramiento rígido.

Tabla 7.3 Desplazamiento lateral elástico en la dirección X-X en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)



En la Tabla 7-4 se muestran los desplazamientos laterales en la dirección Y-Y en el modelo con interacción suelo estructura y empotramiento rígido. Y al igual que en la dirección X-X se aprecia que los desplazamientos laterales en la estructura resultan mayores en el análisis con ISE que en la estructura con empotramiento rígido en todos los niveles.

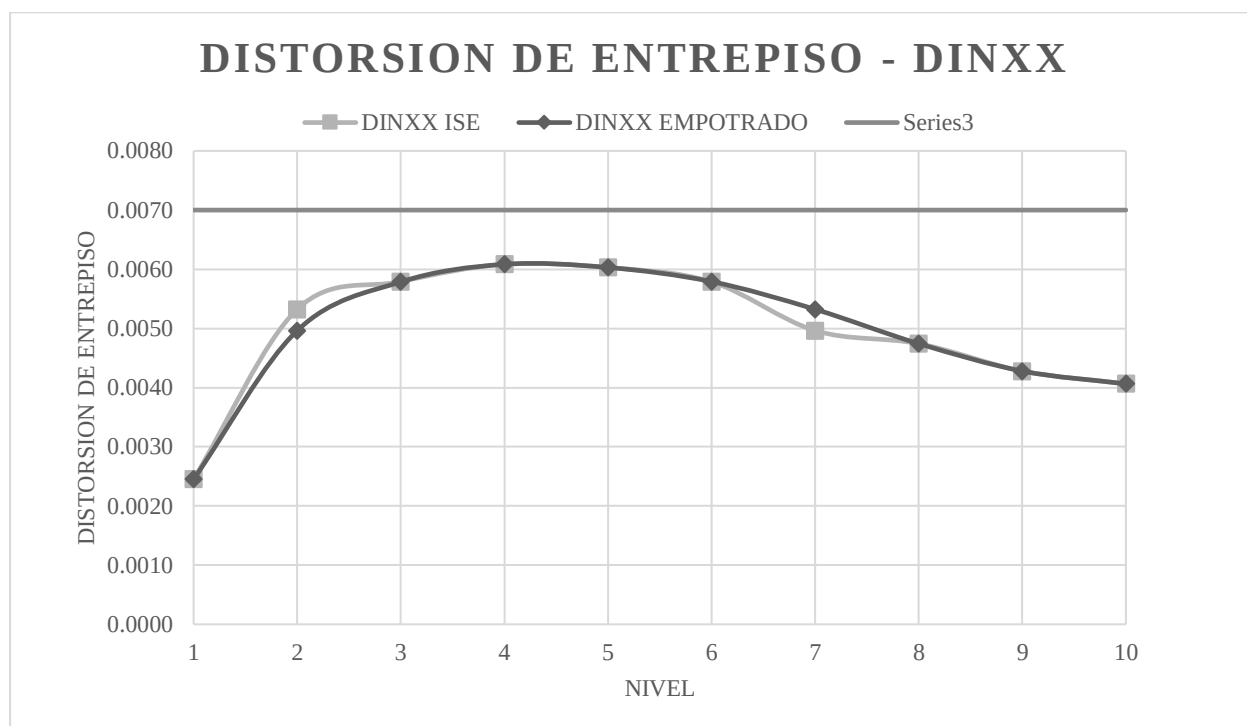
Tabla 7.4 Desplazamiento lateral elástico en la dirección Y-Y en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia)



7.4 DISTORSIONES DE ENTREPISO

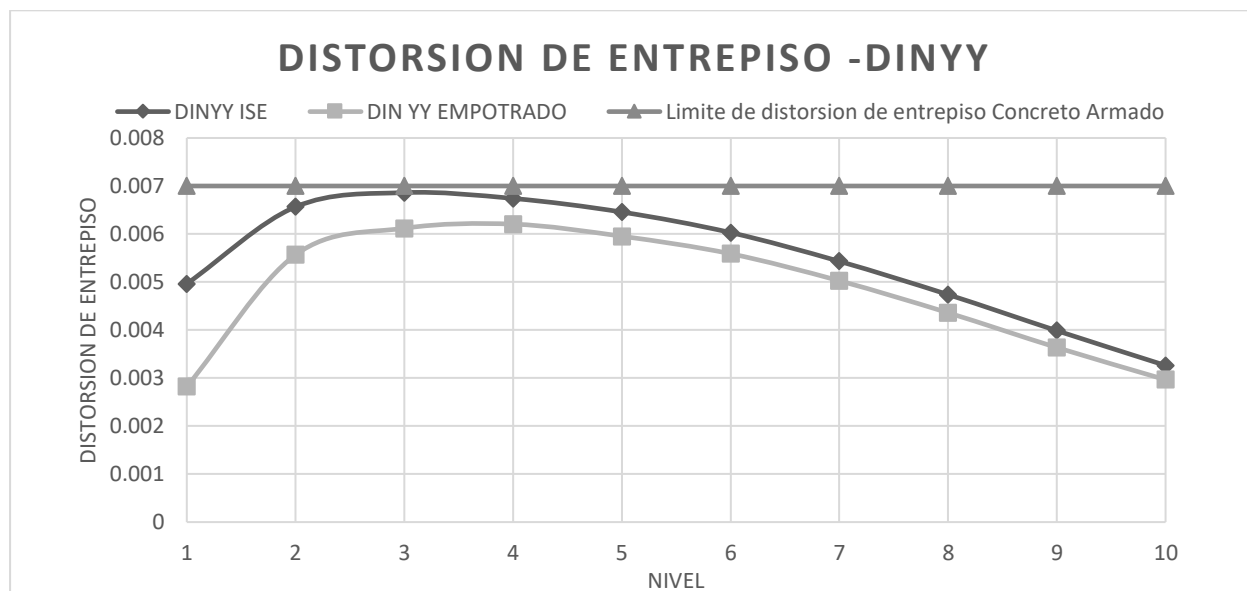
En la Tabla 7-5 se observan las distorsiones de entrepiso en la dirección de análisis X-X en el modelo con interacción suelo-estructura y empotramiento rígido y se puede apreciar que las distorsiones de entrepiso en la estructura resultan mayores en el análisis con empotramiento rígido que en la estructura con interacción suelo-estructura en todos los niveles.

Tabla 7.5 Distorsión de entrepiso en la dirección X-X en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)



En la Tabla 7-6 se muestran las distorsiones de entrepiso en la dirección de análisis Y-Y en el modelo con interacción suelo estructura y empotramiento rígido. En la cual se aprecia que las distorsiones de entrepiso en la estructura resultan mayores en el análisis con empotramiento rígido que en la estructura con interacción suelo-estructura en todos los niveles.

Tabla 7.6 Distorsión de entrepiso en la dirección Y-Y en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia



7.5 ANÁLISIS COMPARATIVO DE FUERZA CORTANTE

La edificación con interacción suelo estructura posee menor fuerza cortante, como se observa en la Tabla 7-7 y la Tabla 7-8, que la estructura con empotramiento rígido, esto se debe ya que al flexibilizar la cimentación se reducen las fuerzas cortantes, el periodo de vibración, como se observa en la Tabla 7-9 varia, teniendo un mayor periodo de vibración lo cual produce la disminución de la aceleración en la estructura y a su vez la flexibilidad reduce las fuerzas, ya que una edificación más rígida tiene mayores esfuerzos.

Tabla 7.7 Fuerza cortante en la dirección X-X en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)

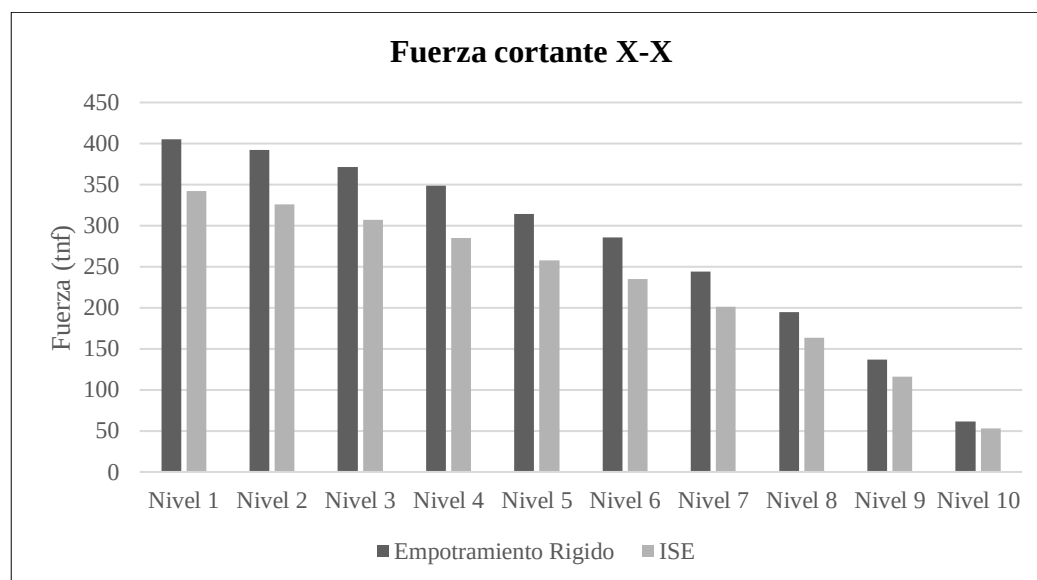
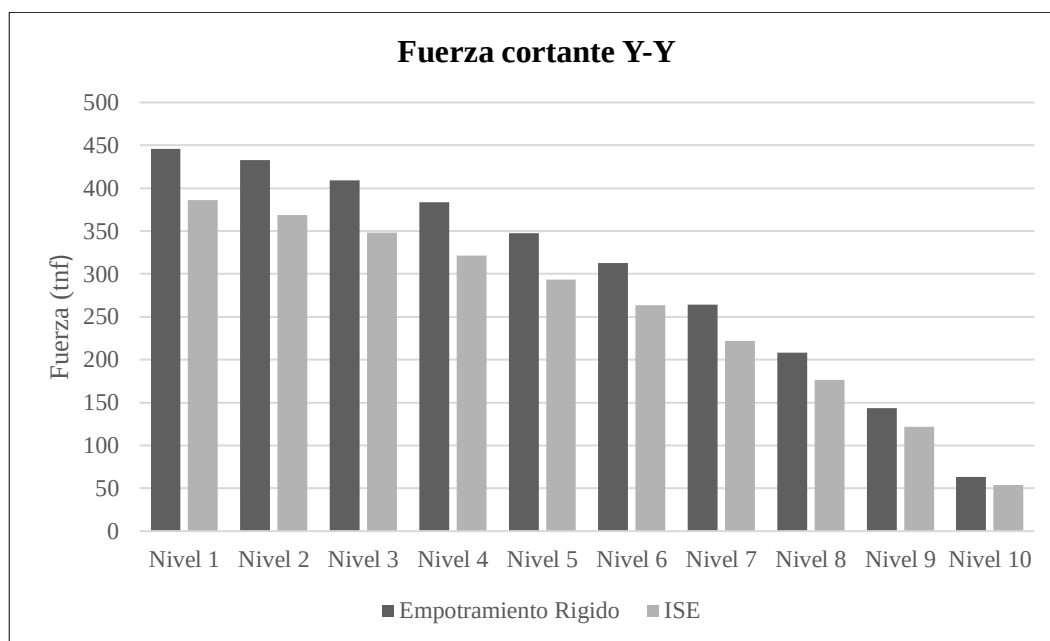


Tabla 7.8 Fuerza cortante en la dirección Y-Y en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura Fuente: Elaboración propia

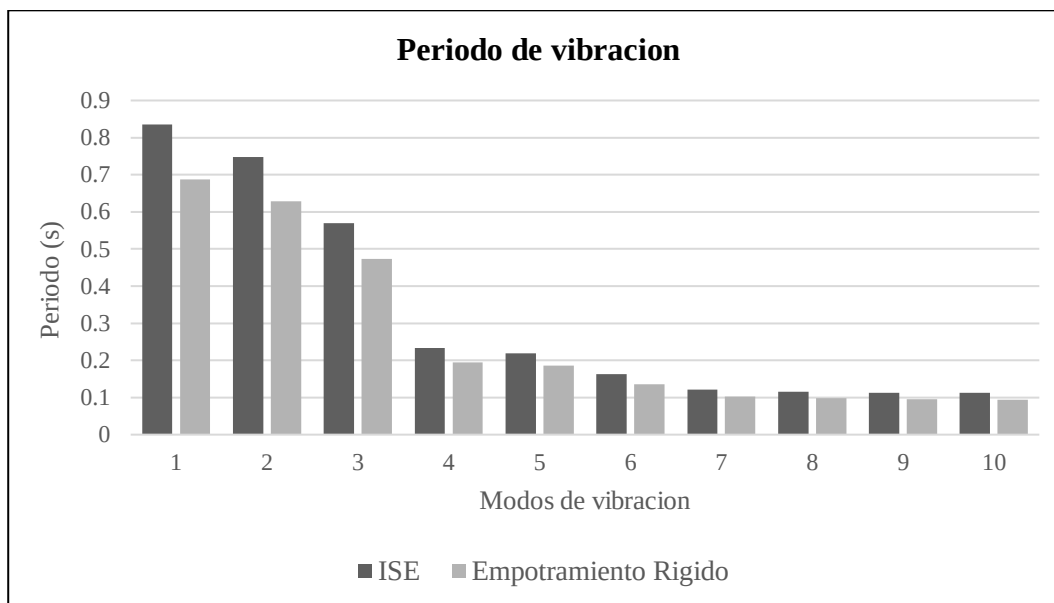


7.6 ANÁLISIS COMPARATIVO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN

La figura 7-9 muestra los resortes hacen que la base de la estructura tenga una mayor flexibilidad, por lo que, existe un incremento de los diferentes periodos de vibración en la estructura con interacción suelo-estructura.

Se puede observar que el valor del periodo de vibración es mayor para el modelo dinámico que para el modelo embebido, principalmente en los modos de vibración 1, 2 y 3, que tienen mayor participación de masa en el análisis modal.

Tabla 7.9 Periodo de vibración en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura (Fuente: Elaboración propia)



7.7 ANÁLISIS DE COMPARACION DEL MOMENTO FLECTOR

Se analizo el modelamiento estructural en el programa ETABS 18.1.1 tanto de la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura en el cual se obtuvieron diferentes resultados tanto del momento flector como de la fuerza cortante en los elementos estructurales.

7.7.1 Análisis comparativo de momento flector en vigas

Se analizó el elemento estructural vigas en el cual se obtuvo los resultados mostrados en la Tabla 7-10 la cual muestra el mayor valor del momento flector y fuerza cortante del análisis estructural de la estructura con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura.

En la tabla 7-10 se observa que el momento flector y fuerza cortante es mayor en la estructura con empotramiento rígido. El porcentaje del total de fuerza cortante de la edificación con interacción suelo estructura es un 66.02% y el momento flector es un 66.86%.

Tabla 7.10 Momento flector y fuerza cortante del elemento estructural viga en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)

Vigas							
Estructura	Nivel	Viga	Caso	V2	Porcentaje	M3	Porcentaje
				tnf	V2%	tnf-m	M3%
ER	Nivel 2	B2	Envolvente	44.33	100.00%	41.52	100.00%
ISE	Nivel 2	B2	Envolvente	29.27	66.02%	27.76	66.86%

7.7.2 Análisis comparativo de momento flector en columnas

Se analizó el elemento estructural columna en el cual se obtuvo los resultados mostrados en la Tabla 7-11 la cual muestra el mayor valor del momento flector y fuerza cortante del análisis estructural con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura.

En la tabla 7-11 se observa que el momento flector y fuerza cortante es mayor en la estructura con empotramiento rígido. Lo cual se debe a una redistribución de esfuerzos en los elementos que se da por efecto de la interacción suelo-estructura.

Tabla 7.11 Momento flector y fuerza cortante del elemento estructural Columna en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)

Columnas			
Estructura	Columna	V2	M3
		tnf	tnf-m
ER	C1	17.10	21.53
ISE	C7	17.21	22.63

7.7.3 Análisis comparativo de momento flector en placas

Se analizó el elemento estructural placa en el cual se obtuvo lo descrito en la Tabla 7-12 la cual muestra el mayor valor del momento flector y fuerza cortante del análisis estructural con empotramiento rígido e interacción suelo estructura.

En la tabla 7-12 se observa también que el momento flector y fuerza cortante es mayor en la estructura con empotramiento rígido se debe, de igual manera que en las columnas, a una redistribución de esfuerzos en los elementos que se da por efecto de la interacción suelo-estructura, lo cual se puede notar que la Placa 4 (P4) que tiene el mayor momento en la edificación con empotramiento rígido que en la edificación con interacción suelo-estructura por lo mismo posee un 76.87% menos de momento flector.

Tabla 7.12 Momento flector y fuerza cortante del elemento estructural Placa en la edificación con empotramiento rígido e interacción suelo estructura (Fuente: Elaboración propia)

Placas			
Estructura	Placa	V2	M3
		tnf	tnf-m
ER	P4	186.54	1787.36
ISE	P4	106.91	413.41

CAPÍTULO XIII: ANÁLISIS ECONÓMICO



8. ANALISIS ECONOMICO

8.1 PRESUPUESTO CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO

El presupuesto de la estructura con empotramiento rígido se observa en la Figura 8-1 el cual consta de la estructura en acabado casco gris. El monto total de la estructura considerando empotramiento rígido considerando IGV (18%) es de S/. 1,935,701.18 (Un millón novecientos treinta y cinco mil setecientos uno con 18/100).

Se tomaron en cuenta las subpartidas que tienen influencia en la variación de costos como Movimiento de tierras, Obras de concreto simple y Obras de concreto armado, al haber variación en la longitud de las zapatas el metrado de concreto, acero y movimiento de tierras disminuirá, al igual que los elementos estructurales que son: placas, vigas y columnas.

El Análisis de Precios Unitarios se puede hallar en los Anexos de la presente investigación, el costo de mano de obra se obtuvo de la Tabla de Salarios y Beneficios Sociales para el régimen de construcción civil (del 01-06-2021 al 31-05-2022) y los costos de materiales se obtuvo de diferentes cotizaciones.

Presupuesto

Proyecto EMPOTRADO TESIS VIELKA

Sub Presupuesto **01 - ESTRUCTURAS**

Cliente MUNICIPALIDAD DE CERRO COLORADO

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a :

Mayo - 2022

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01	ESTRUCTURAS						1,640,424.73
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS					19,460.14	
01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA	M3	456.60	7.43	3,392.54		
01.01.02	RELLENO MANUAL CON MATERIAL PROPIO	m3	266.35	24.83	6,613.47		
01.01.03	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	218.79	27.43	6,001.41		
01.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	184.44	18.72	3,452.72		
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					901.23	
01.02.01	SOLADOS Y CIMENTACIONES					901.23	
01.02.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS E=20, 1:12 CEM/HORM	m2	29.10	30.97	901.23		
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					1,620,063.36	
01.03.01	VIGAS DE CIMENTACION					172,162.57	
01.03.01.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	36.04	472.29	17,021.33		
01.03.01.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,664.00	72.31	120,323.84		
01.03.01.03	VIGAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.	kg	6,003.00	5.80	34,817.40		
01.03.02	ZAPATAS					140,470.93	
01.03.02.01	ZAPATAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	152.20	443.96	67,570.71		
01.03.02.02	ZAPATAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM	kg	11,873.00	6.14	72,900.22		
01.03.03	PLACAS ESTRUCTURALES					303,393.73	
01.03.03.01	PLACAS ESTRUCTURALES - CONCRETO F'C=280	M3	216.96	452.70	98,217.79		
01.03.03.02	PLACAS ESTRUCTURALES - ENCOFRADO Y DESE	M2	1,676.75	63.11	105,819.69		
01.03.03.03	PLACAS ESTRUCTURALES - ACERO FY=4200 KG/I	KG	15,897.00	6.25	99,356.25		
01.03.04	COLUMNAS					152,004.66	
01.03.04.01	COLUMNAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	64.51	465.75	30,045.53		
01.03.04.02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	645.12	61.94	39,958.73		
01.03.04.03	COLUMNAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/	kg	14,138.00	5.80	82,000.40		
01.03.05	VIGAS					504,890.57	
01.03.05.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	264.85	472.29	125,086.01		
01.03.05.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,490.59	72.31	107,784.56		
01.03.05.03	VIGAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.	kg	46,900.00	5.80	272,020.00		
01.03.06	LOSA ALIGERADA					347,140.90	
01.03.06.01	LOSA ALIGERADA - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	218.91	404.71	88,595.07		
01.03.06.02	LOSA ALIGERADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRA	m2	2,432.34	49.70	120,887.30		
01.03.06.03	LOSA ALIGERADA - ACERO DE REFUERZO FY=420	kg	11,830.00	5.80	68,614.00		
01.03.06.04	LOSA ALIGERADA - LADRILLO HUECO 15X30X30	und	20,188.46	3.42	69,044.53		
COSTO DIRECTO							1,640,424.73
SUBTOTAL							1,640,424.73
IGV						18 %	295,276.45
COSTO DE OBRA							1,935,701.18
TOTAL							1,935,701.18
Son : UN MILLON NOVECIENTOS TREINTA Y CINCO MIL SETECIENTOS UNO CON 18/100 NUEVOS SOLES							

Figura 8-1 Presupuesto total de la estructura con empotramiento rígido (Fuente: Powercost Presupuestos V4)

8.2 PRESUPUESTO CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

El presupuesto de la estructura con interacción suelo-estructura se muestra en la Figura 8-2 el cual consta de la estructura en acabado casco gris. El monto total de la estructura considerando interacción suelo estructura considerando IGV (18%) es de S/. 1,820,573.82 (Un millón ochocientos veinte mil quinientos setenta y tres con 82/100).

Se tomaron en cuenta las subpartidas que tienen influencia en la variación de costos como Movimiento de tierras, Obras de concreto simple y Obras de concreto armado, al haber variación en la longitud de las zapatas el metrado de concreto, acero y movimiento de tierras disminuirá, al igual que los elementos estructurales como vigas, columnas y placas estructurales.

Al igual que la estructura con interacción suelo-estructura el Análisis de Precios Unitarios se encuentra en los Anexos de la presente investigación, el costo de mano de obra se obtuvo de la Tabla de Salarios y Beneficios Sociales para el régimen de construcción civil (del 01-06-2021 al 31-05-2022) y los costos de materiales se obtuvo de diferentes cotizaciones.

Presupuesto

Proyecto ISE TESIS VIELKA

Sub Presupuesto 01 - ESTRUCTURAS

Cliente MUNICIPALIDAD DE CERRO COLORADO

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a :

Mayo - 2022

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01	ESTRUCTURAS						1,542,859.17
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS					17,065.60	
01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA	M3	402.88	7.43	2,993.40		
01.01.02	RELLENO MANUAL CON MATERIAL PROPIO	m3	235.02	24.83	5,835.55		
01.01.03	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	193.05	27.43	5,295.36		
01.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	157.12	18.72	2,941.29		
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					775.49	
01.02.01	SOLADOS Y CIMENTACIONES					775.49	
01.02.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS E=20, 1:12 CEM/HORM	m2	25.04	30.97	775.49		
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					1,525,018.08	
01.03.01	VIGAS DE CIMENTACION					171,611.57	
01.03.01.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	36.04	472.29	17,021.33		
01.03.01.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,664.00	72.31	120,323.84		
01.03.01.03	VIGAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.	kg	5,908.00	5.80	34,266.40		
01.03.02	ZAPATAS					124,955.13	
01.03.02.01	ZAPATAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	134.29	443.96	59,619.39		
01.03.02.02	ZAPATAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	10,641.00	6.14	65,335.74		
01.03.03	PLACAS ESTRUCTURALES					267,220.43	
01.03.03.01	PLACAS ESTRUCTURALES - CONCRETO F'C=280	M3	183.33	452.70	82,993.49		
01.03.03.02	PLACAS ESTRUCTURALES - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	1,617.94	63.11	102,108.19		
01.03.03.03	PLACAS ESTRUCTURALES - ACERO DE REFUERZO	KG	13,139.00	6.25	82,118.75		
01.03.04	COLUMNAS					128,990.26	
01.03.04.01	COLUMNAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	64.51	465.75	30,045.53		
01.03.04.02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	645.12	61.94	39,958.73		
01.03.04.03	COLUMNAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	10,170.00	5.80	58,986.00		
01.03.05	VIGAS					435,951.90	
01.03.05.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	259.05	472.29	122,346.72		
01.03.05.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	931.55	72.31	67,360.38		
01.03.05.03	VIGAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.	kg	42,456.00	5.80	246,244.80		
01.03.06	LOSA ALIGERADA					396,288.79	
01.03.06.01	LOSA ALIGERADA - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	218.91	404.71	88,595.07		
01.03.06.02	LOSA ALIGERADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,432.34	49.70	120,887.30		
01.03.06.03	LOSA ALIGERADA - ACERO DE REFUERZO FY=4200	kg	20,261.00	5.80	117,513.80		
01.03.06.04	LOSA ALIGERADA - LADRILLO HUECO 15X30X30	und	20,261.00	3.42	69,292.62		
	COSTO DIRECTO						1,542,859.17
	SUBTOTAL						1,542,859.17
	IGV					18 %	277,714.65
	COSTO DE OBRA						1,820,573.82
	TOTAL						1,820,573.82
Son : UN MILLON OCHOCIENTOS VEINTE MIL QUINIENTOS SETENTA Y TRES CON 82/100 NUEVOS SOLES							

Figura 8-2 Presupuesto de estructura con Interacción suelo-estructura (Fuente: Powercost y Presupuestos V4)

8.3 COMPARACIÓN ECONÓMICA

La comparación económica de las dos estructuras se realizó en el programa Powercost Presupuestos V4, en el cual se detalló el Sub presupuesto Estructuras considerando las partidas de movimiento de tierras, obras de concreto simple y obras de concreto armado.

Las Tablas 8-1 y 8-2 muestran la relación cuantificada de los metrados de las estructuras, se concluye que la estructura con empotramiento rígido cuenta con mayor ratio tanto en columnas, vigas, placas y aligerados. A su vez, la estructura con empotramiento rígido cuenta con mayor metrado en todos los diferentes tipos de estructuras.

Tabla 8.1 Relación cuantificada (ratio) de la estructura con empotramiento rígido
(Fuente: Elaboración propia)

Empotramiento Rígido			
Acero y concreto			
	kg	m3	Ratio (kg/m3)
Zapatas	11873	152.2	78.01
Columnas	14138	64.51	219.16
Vigas	46900	259.05	181.05
Placas	15897	216.96	73.27
Aligerados	12080	218.91	55.18

Tabla 8.2 Relación cuantificada (ratio) de la estructura con interacción suelo estructura
(Fuente: Elaboración propia)

La Tabla 8-3 muestra la comparación económica de cada elemento estructural en el cual se detalla el porcentaje de influencia que posee cada elemento con ISE sobre la estructura con empotramiento rígido.

Tabla 8.3 Comparación económica de los elementos estructurales de la estructura con interacción suelo estructura y empotramiento rígido (Fuente: Elaboración propia)

COMPARACION ECONOMICA			
Elemento Estructural	ISE	ER	Porcentaje
Zapatas	S/ 124,955.13	S/ 140,470.93	88.95%
Vigas	S/ 435,951.90	S/ 504,890.57	86.35%
Columnas	S/ 128,990.26	S/ 152,004.66	84.86%
Placas estructurales	S/ 267,220.43	S/ 303,393.73	88.08%

La Tabla 8-4 muestra la comparación porcentual entre los dos tipos de edificaciones, las cuales difieren un 6% lo cual es un monto de S/ 115,127.36

Tabla 8.4 Comparación porcentual de los dos tipos de estructuras de la estructura con interacción suelo estructura y empotramiento rígido (Fuente: Elaboración propia)

COMPARACION PORCENTUAL		
Estructura	Costo	Porcentaje
Empotramiento Rígido	S/ 1,935,701.18	100%
Interaccion Suelo Estructura	S/ 1,820,573.82	94%
Diferencia	S/ 115,127.36	6%

El costo de construcción en casco gris por m² difiere en S/. 36.00 siendo la estructura con empotramiento rígido la de mayor costo, como se muestra en el Tabla 8-5.

Tabla 8.5 Costo por m2 de la estructura con interacción suelo estructura y empotramiento rígido (Fuente: Elaboración propia)

Estructura	Costo por m2
Empotramiento Rigido	S/ 605.26
Interaccion Suelo Estructura	S/ 569.26
Diferencia	S/ 36.00



CONCLUSIONES

- Se comprobó que la diferencia técnica entre una edificación con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura se basa en el comportamiento de la estructura, la cual en una edificación con interacción suelo-estructura el periodo de vibración y los desplazamientos laterales son mayores mientras que la fuerza cortante es menor, lo cual se ve reflejado en el diseño estructural.
- La diferencia económica entre una edificación con empotramiento rígido e interacción suelo-estructura equivale a un monto económico de S/ 115,127.36 el cual en porcentaje tiene un valor del 6.00% la cual es menor en la estructura con interacción suelo-estructura, por lo cual se pudo corroborar la hipótesis, esto debido a la reducción de las fuerzas que actúan en el modelo de Barkan.
- En los edificios que tienen en cuenta la interacción suelo-estructura, la cortante basal dinámica presenta una reducción en el eje X y Y en un 15,6% y un 13,6%, respectivamente. Esta diferencia se debe a una reducción del 3,2% en el peso sísmico y un aumento del 21,9% en el período de vibración fundamental del sistema, lo que hace que las estructuras con interacción suelo-estructura sean más livianas y flexibles que las estructuras rígidas empotradas.
- Se corroboró que con el modelo con interacción suelo-estructura se consigue un incremento de los desplazamientos en ambos sentidos, en la dirección X del 22.2% y en la dirección Y del 18.4% con respecto al modelo de empotramiento rígido. Esta variación es debida a la mayor flexibilidad que se tiene en el sistema de interacción Suelo-Estructura.

- Se demuestra que con la implementación de la Interacción Suelo Estructura en la edificación analizada los esfuerzos internos tienden a disminuir con respecto al modelo con empotramiento rígido, permitiendo disminuir el espesor de los elementos estructurales como placas en tal modelo.
- El cálculo sísmico de la edificación con el análisis de interacción suelo-estructura muestra que la flexibilidad de la cimentación incide en la determinación de los parámetros de cálculo, por lo tanto, la flexibilidad de la cimentación permite aumentar el periodo de vibración en un 21,9% con el modelo de Barkan respecto al modelo con empotramiento rígido.
- El modelo de interacción-estructura analizado muestra que la respuesta estructural presenta diferencias importantes frente al modelo con empotramiento rígido, se ha demostrado que esto conlleva implicancias en el diseño de la estructura como cambios en longitudes y espesor de muros y zapatas, así como en el costo de construcción ya que afecta directamente tanto en materiales como mano de obra.

RECOMENDACIONES

- Con respecto al cálculo de periodo fundamental en el análisis estático, la Norma Peruana debería considerar incluir un nuevo factor C_t para edificaciones que consideren la Interacción Suelo Estructura ya que esta tiene un comportamiento y periodo diferente a una estructura con empotramiento rígido, esta recomendación se basa en los resultados obtenidos de esta investigación en donde se concluye que el análisis dinámico para una estructura de empotramiento rígido presenta un periodo fundamental de vibración de un 20% menos que la edificación con interacción suelo estructura. Esta modificación en el análisis estático tendría como resultado proporcionar una cortante basal mínima mayor, reduciendo el factor de amplificación y el acero de refuerzo.
- El Comité Técnico de la Norma Peruana debe evaluar la incorporación de modelos y metodologías para el análisis de interacción suelo-estructura como otros países Latinoamericanos lo han considerado en sus respectivas normas. Estos modelos permitirían predecir el comportamiento de las estructuras con mayor precisión puesto que se considera la deformación del suelo.
- Al realizar un análisis estructural considerando la interacción suelo estructura se debe considerar un Estudio de Mecánica de Suelos que contenga el cálculo del coeficiente experimental C_0 (Coeficiente de Balasto), el cual en el modelo de Barkan es de gran consideración. El Comité Técnico de la Norma Peruana debe incluir estos aspectos en la norma E050.

- No se debe considerar un solo módulo de elasticidad para todos los estratos de suelo, ya que variará con la profundidad de formación, el nivel freático, la profundidad, la humedad, etc. Lo mismo ocurre con la relación de Poisson, que en la práctica debería ser variable según el tipo de suelo.
- El modelo de Barkan consta de coeficientes de desplazamiento y compresión que dependen de la forma y medidas de la cimentación, así como de las características de la base de fundación, por lo que es muy útil como modelo para diferentes tipos de cimentaciones.
- Los parámetros de estudio de suelos utilizados en la investigación no corresponden al caso real, ya que se tomó de manera empírica correlaciones de diferentes autores debido a la falta de información en los ensayos de campo realizados en el estudio de mecánica de suelos.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ACI 318-14. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete.

ANSI/ASCE 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*.

ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.

ATC 19. (1995). Structural response modification factors.

Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. E. (2004). Design concepts for yielding structures on flexible foundation. *Engineering Structures*, 443-454.

Blasco, A. B. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima.

Blasco, A. B. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima.

Bozzo, L., & Barbat, A. (2000). Diseño sismorresistente de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas. Revete.

Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*. Estados Unidos: McGraw-Hill.

CAPECO. (2003). *Costos y presupuestos en edificación*.

Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering* (Fourth edition ed.). California: Pearson.

Coyolt, C. I. (2016). *Interacción Dinámica Suelo-Estructura (Tesis de Maestría)*. Mexico, D. F.

Das, B. M. (2006). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Mexico D. F.: Thomson Editores.

Retrieved from
file:///C:/Users/Lenovo/Downloads/BRAJA%20DAS%20Principios%20de%20Ingenieria
%20de%20Cimentaciones.pdf%20(%20PDFDrive%20).pdf

Díaz Guzman, F., Espinoza Barreras, F., Sánchez Vergara, R., & Huerta López, C. (2012). *Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura*. Mexico: A.H. Barbat.

Fernández Sola, L. R., & Avilés López, J. (2008). EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS CON PLANTA BAJA BLANDA. *Ingeniería Sísmica*, 21.

Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*.

James G. Macgregor, J. K. (2012). *Reinforced concrete: Mechanics and design* (sixth edition ed.). New Jersey: Pearson .

México, A. p. (2017). *Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones (NTC-RSEE)*. Ciudad de México.

Ministerio de Vivienda, C. y. (2010). NORMA TECNICA METRADOS PARA OBRAS DE EDIFICACION Y HABILITACIONES URBANAS. *NORMA TECNICA METRADOS PARA OBRAS DE EDIFICACION Y HABILITACIONES URBANAS.*

Nadjai A., J. D. (1999). *Soil-Structure Interaction in Tall Buildings by a Discrete Force Method.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings.

Oshiro Higa, F. (1980). *Construccion antisismica I.* Lima.

Ottazzi Pasino, G. (2012). *Apuntes del curso concreto armado I.* Lima: PUCP.

Park, R., & Paulay, T. (1988). *Reinforced concrete structures.* Limusa.

Peláez, A. M. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.* Lima: SENCICO.

RNE. (2018). Norma Tecnica E.030. *Norma Tecnica E.030 "Diseño Sismorresistente".*

RNE E.060. (2009).

San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de edificios.* Lima: Fondo Editorial 1998.

Sharma, S., & Candia-Gallegos, M. (1992). Seismic hazard analysis of Peru. *Engineering Geology*, 73-79.

Villareal Castro, G. (2007). *INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS ALTOS.* Lima: Asamblea Nacional de Rectores.

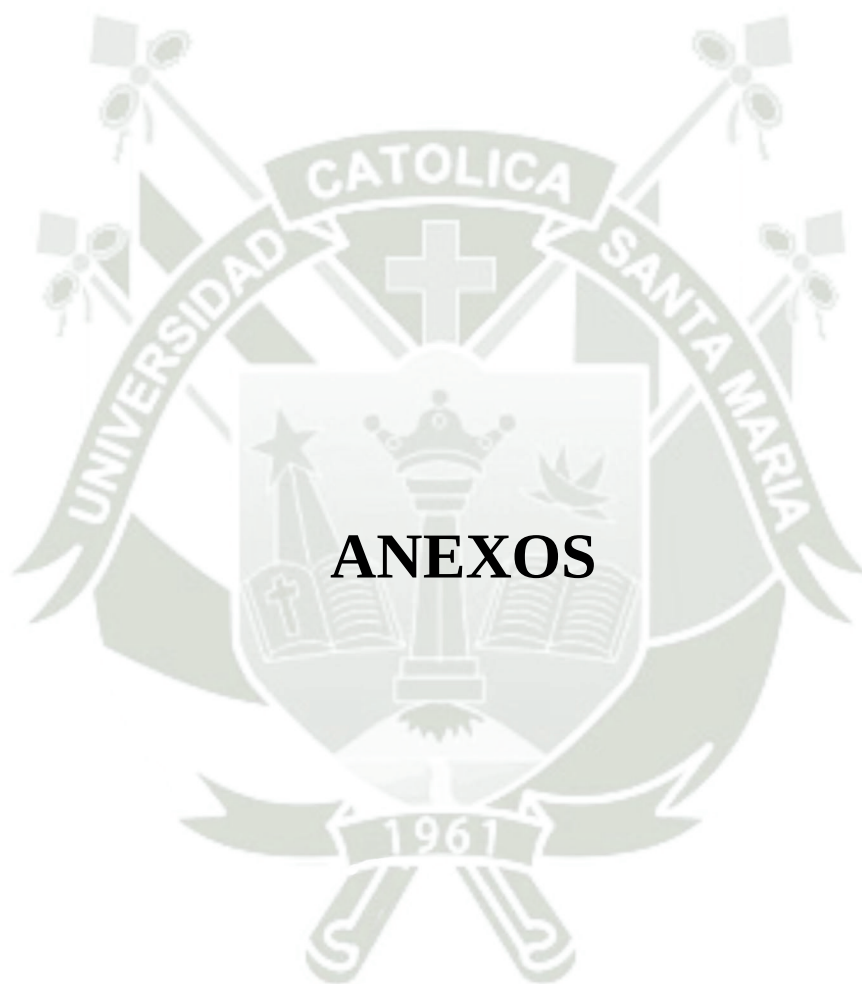
Villareal Castro, G. (2009). *Interaccion Suelo Estructura en Edificios Altos.* Lima.

Villareal Castro, G. (2015). *Diseño sísmico de edificaciones*. Lima.

Villaverde, R. (2009). *Fundamental concepts of earthquake engineering*.

Wolf, J. P. (1994). *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*. New Jersey:
Prentice Hall.





ANEXOS

ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Palomar 107 Lote B - 3B - Cercado / Teléf: 214163 / RPM : *414995 / RPC : 956781874 / laboratorio@rcflaboratorio.com

CÓDIGO DEL CERTIFICADO

ES N° 067 /MS /07-2018 /RCF

INFORME TÉCNICO

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

“VIVIENDA MULTIFAMILIAR”

**PASAJE CAPELLÁN CCONDO S/N ESQUINA CON LA RONDA,
PUEBLO CHICO, DISTRITO DE CAYMA, AREQUIPA**

Arequipa, Julio del 2018



ASESORIA Y CONSULTORIA EN OBRAS CIVILES

ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Palomar 107 Lote B - 3B - Cercado/Teléf: 214163 / RPM : *414995 / RPC : 956781874 / laboratorio@rcflaboratorio.com

1. GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente informe técnico corresponde al estudio de mecánica de suelos para el cálculo de la capacidad portante del proyecto "Vivienda Multifamiliar", el cual se ubica en el Pasaje Capellán Ccondo S/N esquina con la Ronda, Pueblo Chico del distrito de Cayma, provincia de Arequipa, departamento de Arequipa.

Para tal fin se ha realizado trabajos de campo, laboratorio y gabinete; el primero con reconocimiento del lugar, excavación de tres calicatas de exploración, muestreo y registro de exploración. El segundo con ensayos de laboratorio en muestras inalteradas y cuasi inalteradas y el último con caracterización geotécnica y cálculo de capacidad admisible portante.

Concluido la fase anterior, se elabora el informe técnico correspondiente.

1.2. NORMATIVIDAD

Para la realización del presente estudio de suelos se tomó como referencia el siguiente documento técnico:

- Norma Técnica E 050 Suelos y Cimentaciones del R.N.E.

1.3. DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURA

En el área de estudio se proyecta construir una edificación de cinco niveles con un semisótano.

2. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1. GEOLOGÍA

La zona de estudio presenta las siguientes unidades geológicas:

Qr-al, denominada depósitos aluviales de formación reciente, en general estos materiales se encuentran en los cauces de ríos, torrenteras, quebradas y superficies eriazas, como material de acarreo, compuesto por arenas gravosas, arenas finas, arenas de gruesas a medias, limos, cantos rodados y a veces cenizas volcánicas.

T-vse, denominada volcánico Sencca que es una variedad de tufos, desde los más superficiales y blandos hasta los más duros a veces soldados (sillar), con gran predominio de vidrio en su composición. Una de estas variedades es el tufo Salmón (denominado puzolana). Se trata de un tufo anaranjado rojizo, que es precisamente por lo que toma el nombre de Salmón.

ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Palomar 107 Lote B - 3B - Cercado/Teléf: 214163 / RPM : *414995 / RPC : 956781874 / laboratorio@rcflaboratorio.com

Los estratos encontrados son:

ESTRATO I (ALUVIALES):

Conformado por intercalaciones de arenas limosas, finas y gravosas (aluviales) de colores marrones y grises, medianamente compacto, humedad media y con la presencia de fragmentos de pómez. Este estrato alcanza hasta la profundidad auscultada de las calicatas uno y tres; y tiene una potencia de 3.45 m en la calicata dos. Se puede apreciar substratos conformados por:

- Arena gravosa gris con bolonería de hasta 40 cm de diámetro máximo en la zona superior de la calicata uno y hasta la profundidad de auscultación de la calicata tres.
- Arena limograsosa marrón con bolonería continua de hasta 20 cm de diámetro máximo en la zona inferior hasta la profundidad de auscultación de la calicata uno.
- Arena limosa marrón con bolonería esporádica de hasta 15 cm de diámetro máximo en la zona inferior de la calicata dos.

Este estrato alcanza hasta la profundidad auscultada de las calicatas uno y tres; y tiene una potencia de 3.45 m en la calicata dos.

ESTRATO II (PUZOLANA):

Conformado por tufo volcánico de color rosáceo, humedad media, compacidad alta, con la presencia de fragmentos de pómez en forma esporádica. Este estrato alcanza hasta la profundidad auscultada sólo en la calicata dos.

2.2. SISMICIDAD Y CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL SUELO

La norma E.030 de Diseño Sismo Resistente establece cuatro zonas sísmicas, para este caso el suelo en estudio se ubica en la zona tres, según el mapa de zonificación sísmica del Perú.

Tabla N°1: Factores de zona

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Para la zona en estudio se tiene el siguiente factor de zona:

ZONA 3	0.35
--------	------



GRÁFICO N° 1: Mapa de Zonificación Sísmica

Según los sondeos efectuados en la zona se puede utilizar para el cálculo de la fuerza sísmica horizontal los siguientes valores:

$S_2 = 1.15$ (FACTOR DE SUELO)

$T_p = 0.60$ s. (PERIODO QUE DEFINE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO DEL SUELO)

3. INVESTIGACIÓN EN CAMPO

3.1. TRABAJO DE CAMPO

Se ha realizado un reconocimiento del área en estudio y se han fijado tres calicatas, ubicadas en forma estratégica con fines de tener representatividad del subsuelo, en ellas se ha realizado cartografiado y descripción de los estratos presentes, se han tomado muestras representativas y se ha realizado ensayos de resistencia in situ:

- Ensayo de penetración estándar - SPT



ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 0873

EMPRESA DE LABORATORIO Y CAMPO - ROBERTO C.
CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

Calle Pampa 10° 120-13 38. Casapostol 24400. RPA: 01889-1871. 09701274: robertoc@robertocivil.com

3.2. REGISTRO DE EXPLORACIÓN

Mediante la ejecución de calicotes, se permitió observar directamente los estratos y la composición de los mismos.

También se han extraído muestras para ser analizadas en laboratorio con la finalidad de representar las propiedades del suelo, la clasificación de índices en el cuadro siguiente:

CALICOTE	PROFUNDIDAD (m)	SUSPENSIÓN SUCS
C-1-W-1	1.20 m	SP
C-1-W-2	1.80 m	SM
C-2-W-1	2.50 m	SM
C-2-W-2	3.00 m	SM
C-3-W-1	3.80 m	SP-SM

3.3. NIVEL FREÁTICO

En los sondeos efectuados, hasta la profundidad de excavación de 3.80 metros, no se ha encontrado evidencia de nivel freático. Tampoco se ha encontrado indicios de cercanía de nivel freático o afloramientos en las zonas adyacentes.

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

De las muestras extraídas en campo, se seleccionaron y se procedió a realizar los ensayos correspondientes:

- Granulometría NTP 336.1.20
- Límite líquido, Límite plástico e índice de plasticidad NTP 336.1.20
- Clasificación SUCS NTP 336.1.30
- Peso Unitario Máximo y Mínimo

5. RESULTADOS DE LABORATORIO

ENSAYOS	GRANULOMETRÍA			SUCS	w _L	w _P	P	PESO VOL. MÁX.	PESO VOL. MÍN.
	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINES (%)						
C-1-M	42	52	6	SP	40	10	10	1.781	1.928
C-1-A	25	70	5	SM	40	10	10	1.845	1.987
C-2-A	3	71	27	SM	40	10	10	1.846	1.918
C-2-A	1	72	27	SM	40	10	10	1.838	1.917
C-3-A	12	40	48	GP-GM	40	10	10	1.775	1.937

10-07-2023 10:30 AM

[Firma]
ROBERTO CACERES FLORES
INGENIERO CIVIL
CIP 0873



ASESORIA Y CONSULTORIA EN OBRAS CIVILES

ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Palomar 107 Lote B - 3B - Cercado/Teléf: 214163 / RPM : *414995 / RPC : 956781874 / laboratorio@rcflaboratorio.com

Para el análisis de capacidad portante del suelo con fines de cimentación se debe considerar los siguientes resultados obtenidos en el laboratorio:

Grava	:	6	%
Arena	:	72	%
Finos	:	22	%
Límite Líquido	:	NP	
Límite Plástico	:	NP	
Índice de Plasticidad	:	NP	
SUCS	:	SM	
Índice de Poros	:	0.90	
Porosidad	:	47.29	%
Peso volumétrico Saturado	:	1.854	g/cm ³
Peso volumétrico Sumergido	:	0.854	g/cm ³
Peso volumétrico Máximo	:	1.429	g/cm ³
Peso volumétrico natural seco	:	1.381	g/cm ³
Peso volumétrico Mínimo	:	1.187	g/cm ³
Cohesión	:	---	kg/cm ²
Ángulo de rozamiento	:	30.3	°
N (SPT)	:	11	

6. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS ESTRATOS

En base a la exploración y reconocimiento geotécnico se ha establecido las siguientes características geotécnicas:

ESTRATO I.- Dada su naturaleza aluvial, predominio granular y grado de compacidad este estrato tiene condiciones adecuadas para fines de cimentación; sobre este estrato se podrá apoyar la cimentación. Los asentamientos por consolidación están descartados y los inmediatos no deben exceder a los permisibles.

ESTRATO II.- Debido a su grado de compacidad este estrato tiene condiciones medias para fines de cimentación; sobre este estrato se podrá apoyar la cimentación. Los asentamientos por consolidación están descartados y los inmediatos no deben exceder a los permisibles.

7. CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

En materiales sin cohesión en general el ángulo de fricción interna depende principalmente de la compacidad relativa, la distribución granulométrica y la forma de los granos; la influencia de los vacíos no produce cambios significativos, pero la presencia de agua puede reducir dicho ángulo.

ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
 CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

Calle Palomar 107 Lote B - 3B - Cercado/Teléf: 214163 / RPM : *414995 / RPC : 956781874 / laboratorio@rcflaboratorio.com

RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN

Dada la naturaleza de la estructura, se debe considerar los siguientes aspectos:

- Inundar por un lapso de 24 horas las zanjas efectuadas para la cimentación.
- Conectar las zapatas más cargadas con vigas de cimentación bidireccionales.
- Se debe compactar los lados laterales de la excavación efectuada para emplazar las zapatas.

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

Según la caracterización geotécnica, la estructuración y la geometría, los estratos I y II constituyen los estratos de cimentación; por lo tanto, se fija con respecto al nivel del semisótano.

- Para la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$

ANGULO DE FRICCIÓN Y COHESIÓN

Se ha evaluado el ensayo de SPT en campo correlacionando con el penetrómetro dinámico ligero, (Correlación con SPT según el "ASTM Special Technical Publication N° 399") para el caso más desfavorable se tiene $N=11$.

$$\begin{aligned}\phi &= 30.3^\circ \\ c &= 0.00 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

CAPACIDAD ADMISIBLE

Se ha considerado zapata rectangular, apoyado en los estratos I y II, para un factor de seguridad de 3, las condiciones de la estructura, las mencionadas anteriormente y las ecuaciones de capacidad portante establecidas por Meyerhoff, para ello se tiene que:

$$Q_a = (c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + Y \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0.5 \cdot Y \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma) / FS$$

Donde:

c	: Cohesión
Y	: Peso unitario del suelo
D_f	: Profundidad de desplante efectiva
B	: Ancho de la cimentación
N_c, N_q, N_γ	: Factores de sobrecarga y de suelo
S_c, S_q, S_γ	: Factores de geometría
d_c, d_q, d_γ	: Factores de profundidad
FS	: Factor de Seguridad

Zapata rectangular

$$B_{\min.} = 1.50 \text{ m}$$

$$L_{\min.} = 1.50 \text{ m}$$

$$Q_a = 1.79 \text{ kg/cm}^2$$

8. ASENTAMIENTOS

En el análisis de asentamientos elásticos se ha considerado los valores, en base a la caracterización geotécnica, dichos valores son recomendados por J. Bowles para el módulo de elasticidad (E):

- Para $N = 11$

$$\text{Módulo de Elasticidad (E)} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Poisson } (\nu) = 0.3$$

Con respecto al esfuerzo y las dimensiones para el cálculo de los asentamientos, éstos corresponden a los de capacidad de carga para la cimentación.

Para estas condiciones se tiene que el asentamiento inmediato es:

Zapata rectangular

$$\text{Ancho de zapata} : 1.50 \text{ m.}$$

$$\text{Asentamiento inmediato esperado} : 1.9 \text{ cm.}$$

9. VIGAS DE CIMENTACIÓN

Para las vigas de cimentación se puede utilizar:

$$K_0 = 10 \text{ kg/cm}^3$$

INFORME DE ENSAYO
GRANULOMETRIA POR TAMIZADO

Rev.02/02-16
CÓDIGO DE INFORME
 ES 067.1/MS/07-2018 /RCF
 Página: 1 de 1
 F.Emisión: 2018/07/07

ASTM D422 - 63(2002) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils

PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 UBICACIÓN: PASAJE CAPELLAN CONDO, S/N, CAYMA
 SOLICITA : CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C
 DIRECCIÓN: AREQUIPA
 Calicata: C-3 M-1
 Profundidad: 1.50 m

F. RECEPCIÓN: 2018/07/02
 F. EJECUCIÓN: 2018/07/07
 ENSAYADO EN : Laboratorio RCF S.R.L.
 Tipo de Material: Suelo
 Condición Inicial: Alterada

Granulometría por Tamizado
 Limite de Consistencia
 Clasificación SUCS

ASTM D422 - 63(2002)
 NTP 339.150.01
 ASTM D 2487 - 00

Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
 Descripción e identificación de suelos - Proced. Visual - manual
 Classification of Soils for Engineering Purposes (SUCS)

TAMIZ	Diámetro (mm)	Wret+T (g)	W RET. (g)	% Wret	% Total Retenido	% Total Pasante	±U al 95%
5"	127.00						
4"	101.60						
3 1/2"	88.90				0.0	100.0	
3"	76.20				3.6	96.4	0.4
2 1/2"	63.50	552.0	373.0	3.6	6.3	93.7	0.9
2"	50.80	448.0	269.0	2.6	12.5	87.5	0.9
1 1/2"	38.10	821.0	642.0	6.3	20.7	79.3	2.6
1"	25.40	1015.0	836.0	8.2	27.6	72.4	2.6
3/4"	19.10	890.0	711.0	6.9	38.0	62.0	2.6
1/2"	12.70	1235.0	1056.0	10.3	43.1	56.9	1.5
3/8"	9.52	703.0	524.0	5.1	53.3	46.7	1.5
4	4.760	1222.0	1043.0	10.2	60.6	39.4	1.5
8	2.380	133.5	91.1	7.3	62.3	37.7	1.5
10	2.000	63.1	20.7	1.7	67.1	32.9	1.5
16	1.190	102.8	60.4	4.9	74.0	26.0	1.5
30	0.590	127.1	84.7	6.8	77.9	22.1	1.5
40	0.425	90.8	48.4	3.9	81.8	18.2	1.1
50	0.300	91.1	48.7	3.9	87.6	12.4	1.2
80	0.180	114.9	72.5	5.8	89.4	10.6	1.2
100	0.150	64.0	21.6	1.7	93.2	6.8	0.9
200	0.074	89.2	46.8	3.8	100.0	0.0	
-200		127.2	84.8	6.8			

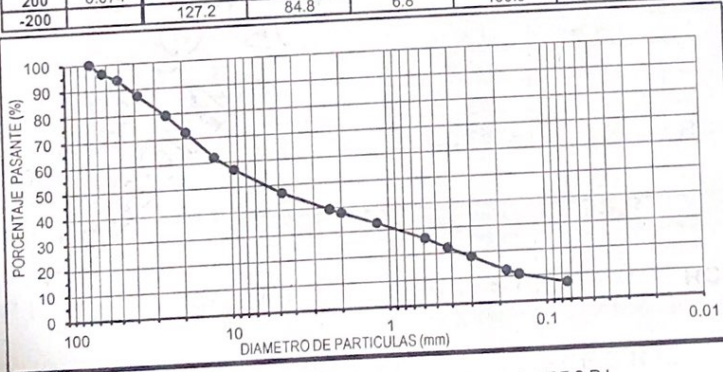
FRACCIONES	
GRAVA	53% ± 2%
ARENA	40% ± 1%
FINOS	7% ± 1%

COEFICIENTES	
Cu	105.63
Cc	0.41

CONSISTENCIA	
LÍQUIDO	NP
PLÁSTICO	NP
PLASTICIDAD	NP

CLASIFICACION	
TM	3'
SUCS	GP-GM
AASHTO	-

PASANTE	
TAMIZ # 4"	46.7%
TAMIZ N° 10	37.7%



OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
 El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
 Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Laboratorio : Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 874
 Telf. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm

N° 020785
 N° 020785

INFORME DE ENSAYO

DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA

MTC E 203 - 2000

CÓDIGO DE INFORME

ES 067.2/MS/07-2018 /RCF

Página: 1 de 1

F. Emisión: 04/07/2018

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLAN CCONDO, S/N, CAYMA

CALICATA: C-1 M-1 PROF.: 1.50 - 2.00m.

SOLICITA: CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C

DIRECCIÓN: AREQUIPA

F. RECEPCIÓN: 2018/07/02

F. EJECUCIÓN: 2018/07/04

ENSAYADO EN: Laboratorio RCF S.R.L.

DENSIDAD MÁXIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra g.	10137	10127	10132	
Peso del Molde g.	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra g.	3798.7	3788.7	3793.7	
Volume del Molde cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad g./cm ³	1.783	1.778	1.781	

Densidad Máxima: 1.781 g./cm³

DENSIDAD MÍNIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra g.	9546	9559	9553	
Peso del Molde g.	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra g.	3207.7	3220.7	3214.2	
Volumen del Molde cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad g./cm ³	1.506	1.512	1.509	

Densidad Mínima: 1.509 g./cm³

OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Laboratorio : Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 874
Telf. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm

Nº 020763



RCF SRL
ASESORIA Y CONSULTORIA EN OBRAS CIVILES

ROBERTO CACERES FLORES S.R.L.
LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO ISO/IEC 17025
ASESORIA, CONTROL Y ASESURAMIENTO DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

CÓDIGO DE INFORME
ES 067.2/MS07-2018 RCF

Página: 1 de 1
F. Emisión: 04/07/2018

INFORME DE ENSAYO

DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA

NTC E 203 - 2000

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
UBICACIÓN: PASAJE CAPELLAN CONDO. SIN. CAYMA
CALICATA: C-1 M-2 PROF.: 2.50m.
SOLICITA: CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C
DIRECCIÓN: AREQUIPA
F. RECEPCIÓN: 2018/07/02
F. EJECUCIÓN: 2018/07/04
ENSAYADO EN: Laboratorio RCF S.R.L.

DENSIDAD MÁXIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra	g.	10264	10266	10265
Peso del Molde	g.	6338.3	6338.3	6338.3
Peso de la Muestra	g.	3925.7	3927.7	3926.7
Volumen del Molde	cm ³	2130.6	2130.6	2130.6
Densidad	g./cm ³	1.843	1.843	1.843

Densidad Máxima: 1.843 g./cm³

DENSIDAD MÍNIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra	g.	9659	9653	9661
Peso del Molde	g.	6338.3	6338.3	6338.3
Peso de la Muestra	g.	3320.7	3322.7	3322.7
Volumen del Molde	cm ³	2130.6	2130.6	2130.6
Densidad	g./cm ³	1.559	1.560	1.560

Densidad Mínima: 1.560 g./cm³

OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la interpretación de los resultados aquí declarados.
Los resultados de este informe son válidos solo para la muestra ensayada y no deben ser utilizados como un certificado de conformidad de productos
o calificados de acuerdo a la calidad de la unidad que lo produce.

Laboratorio: Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (delitas del Mercado El Palomar) - Móvil RPM: 414 995 - RPC: 956 781 874
Telf: (054) 214 163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm

INFORME DE ENSAYO

DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA

MTC E 203 - 2000

CÓDIGO DE INFORME
 ES 067.2/MS/07-2018 /RCF

Página: 1 de 1
 F. Emisión: 04/07/2018

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLAN CCONDO, S/N, CAYMA

CALICATA: C-2 M-1 PROF.: 2.60m.

SOLICITA: CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C

DIRECCIÓN: AREQUIPA

F. RECEPCIÓN: 2018/07/02

F. EJECUCIÓN: 2018/07/04

ENSAYADO EN: Laboratorio RCF S.R.L.

DENSIDAD MÁXIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra g.	9842	9839	9841	
Peso del Molde g.	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra g.	3503.7	3500.7	3502.2	
Volume del Molde cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad g./cm ³	1.644	1.643	1.644	

Densidad Máxima: 1.644 g./cm³

DENSIDAD MÍNIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra g.	9342	9339	9341	
Peso del Molde g.	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra g.	3003.7	3000.7	3002.2	
Volumen del Molde cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad g./cm ³	1.410	1.408	1.409	

Densidad Mínima: 1.409 g./cm³

OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
 El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
 Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Laboratorio : Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 874
 Telf. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm

Nº 020765

INFORME DE ENSAYO

DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA

MTC E 203 - 2000

CÓDIGO DE INFORME

ES 067.2/MS/07-2018 /RCF

Página: 1 de 1

F. Emisión: 04/07/2018

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLAN CONDO, S/N, CAYMA

CALICATA: C-2 M-2

PROF.: 3.80m.

F. RECEPCIÓN: 2018/07/02

SOLICITA: CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C

F. EJECUCIÓN: 2018/07/04

DIRECCIÓN: AREQUIPA

ENSAYADO EN: Laboratorio RCF S.R.L.

DENSIDAD MÁXIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra g.	9382	9384	9383	
Peso del Molde g.	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra g.	3043.7	3045.7	3044.7	
Volumen del Molde cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad g./cm ³	1.429	1.430	1.429	

Densidad Máxima: 1.429 g./cm³

DENSIDAD MÍNIMA

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra g.	8861	8872	8867	
Peso del Molde g.	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra g.	2522.7	2533.7	2528.2	
Volumen del Molde cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad g./cm ³	1.184	1.189	1.187	

Densidad Mínima: 1.187 g./cm³

OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
Los resultados de este Informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Laboratorio : Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 874
Telf. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm

Nº 020766

INFORME DE ENSAYO

DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA

MTC E 203 - 2000

CÓDIGO DE INFORME

ES 067.2/MS/07-2018 /RCF

Página: 1 de 1

F. Emisión: 07/07/2018

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLAN CCONDO, S/N, CAYMA

CALICATA: C-3 M-1

PROF.: 1.50m.

F. RECEPCIÓN: 2018/07/02

SOLICITA: CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C

F. EJECUCIÓN: 2018/07/07

DIRECCIÓN: AREQUIPA

ENSAYADO EN: Laboratorio RCF S.R.L.

DENSIDAD MÁXIMA

DESCRIPCIÓN		1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra	g.	10126	10113	10120	
Peso del Molde	g.	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra	g.	3787.7	3774.7	3781.2	
Volume del Molde	cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad	g./cm ³	1.778	1.772	1.775	

Densidad Máxima: 1.775 g./cm³

DENSIDAD MÍNIMA

DESCRIPCIÓN		1	2	3	4
Peso de Molde + Muestra	g.	9623	9605	9614	
Peso del Molde	g.	6338.3	6338.3	6338.3	
Peso de la Muestra	g.	3284.7	3266.7	3275.7	
Volumen del Molde	cm ³	2130.6	2130.6	2130.6	
Densidad	g./cm ³	1.542	1.533	1.537	

Densidad Mínima: 1.537 g./cm³

OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
 El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
 Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Laboratorio : Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 874
 Telf. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm



RCF SRL

ASESORÍA Y CONSULTORÍA EN OBRAS CIVILES

ROBERTO CACERES FLORES S.R.L.

LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO ISO / EIC 17025
ASESORÍA, CONTROL Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

ENSAYO SPT

CÓDIGO DE CERTIFICADO

ES 067.3 / MS / 07-2018 / RCF

Página: 1 de 1

F.Emisión: 3/07/2018

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLÁN CCONDO S/N ESQUINA CON LA RONDA, PUEBLO CHICO, DISTRITO DE CAYMA, AREQUIPA

CALICATA: C1 PROF.: 3.00 m

SOLICITA: CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C.

DIRECCIÓN: PUEBLO TRADICIONAL YANAHUARA MZ. A2 LOTE 1B, DISTRITO DE YANAHUARA, AREQUIPA

MUESTRA: Suelo

F. RECEPCIÓN: 26/06/2018

F. EJECUCIÓN: 26/06/2018

ENSAYADO EN: Campo

PROF. DE PENETRACIÓN	N (SPT)	ÁNGULO DE FRICCIÓN
5	7	29.2
10	20	32.9
15	-	

OBSERVACIONES: Portable Dynamic Cone Penetrometer

Correlación con SPT según el "ASTM Special Technical Publication N° 399"



ENSAYO SPT

CÓDIGO DE CERTIFICADO
ES 067.3 / MS / 07-2018 / RCF
Página: 1 de 1
F.Emisión: 3/07/2018

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLÁN CONDO S/N ESQUINA CON LA RONDA, PUEBLO
CHICO, DISTRITO DE CAYMA, AREQUIPA

CALICATA: C2

PROF.: 3.80 m

SOLICITA: CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C.

DIRECCIÓN: PUEBLO TRADICIONAL YANAHUARA MZ. A2 LOTE 1B, DISTRITO DE
YANAHUARA, AREQUIPA

MUESTRA: Suelo

F. RECEPCIÓN: 26/06/2018

F. EJECUCIÓN: 26/06/2018

ENSAYADO EN: Campo

PROF. DE PENETRACIÓN	N (SPT)	ÁNGULO DE FRICCIÓN
5	11	30.3
10	28	35.1
15	-	

OBSERVACIONES: Portable Dynamic Cone Penetrometer
Correlación con SPT según el "ASTM Special Technical Publication N° 399"



ENSAYO SPT

CÓDIGO DE CERTIFICADO

ES 067.3 / MS / 07-2018 / RCF

Página: 1 de 1

F.Emisión: 3/07/2018

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLÁN CCONDO S/N ESQUINA CON LA RONDA, PUEBLO CHICO, DISTRITO DE CAYMA, AREQUIPA

CALICATA: C3 PROF.: 1.50 m

SOLICITA: CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C.

DIRECCIÓN: PUEBLO TRADICIONAL YANAHUARA MZ. A2 LOTE 1B, DISTRITO DE YANAHUARA, AREQUIPA

MUESTRA: Suelo

F. RECEPCIÓN: 26/06/2018

F. EJECUCIÓN: 26/06/2018

ENSAYADO EN: Campo

PROF. DE PENETRACIÓN	N (SPT)	ÁNGULO DE FRICCIÓN
5	28	35.1
10	-	
15	-	

OBSERVACIONES: Portable Dynamic Cone Penetrometer

Correlación con SPT según el "ASTM Special Technical Publication N° 399"





ASESORIA Y CONSULTORIA EN OBRAS CIVILES

ROBERTO CACERES FLORES

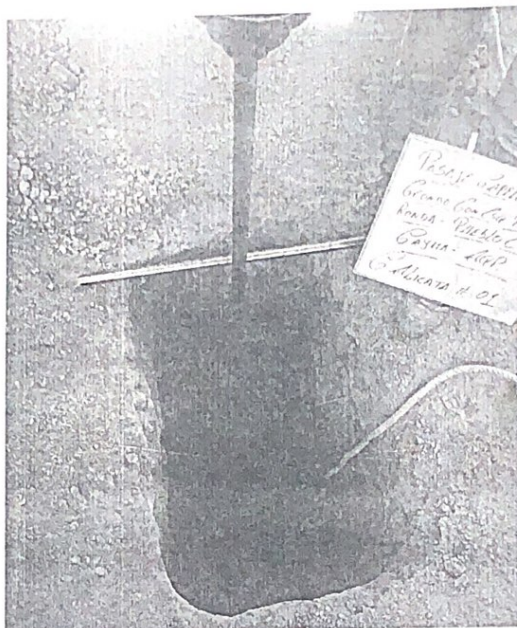
INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

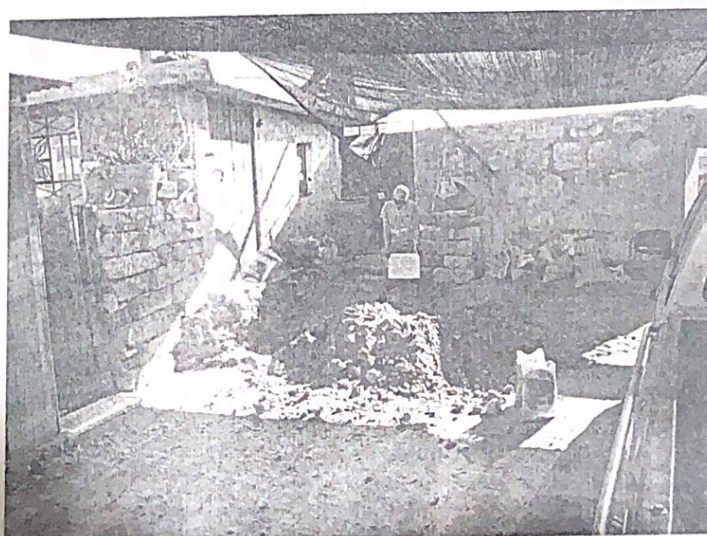
Calle Palomar 107 Lote B - 3B - Cercado/Teléf: 214163 / RPM : *414995 / RPC : 956781874 / laboratorio@rcflaboratorio.com

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLÁN CONDO S/N ESQUINA CON LA RONDA, PUEBLO
CHICO, DISTRITO DE CAYMA, AREQUIPA



Calicata N° 1
Fotografía N° 1



Vista Panorámica Calicata N° 1
Fotografía N° 2

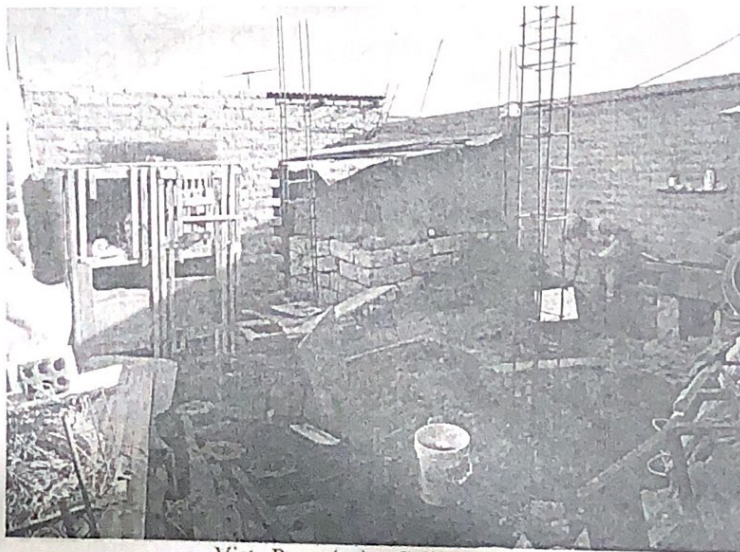


PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLÁN CONDO S/N ESQUINA CON LA RONDA, PUEBLO
CHICO, DISTRITO DE CAYMA, AREQUIPA



Calicata N° 2
Fotografía N° 3



Vista Panorámica Calicata N° 2
Fotografía N° 4

ROBERTO CACERES FLORES

INGENIERO CIVIL CIP 59876

ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO - ASESORIA Y
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES

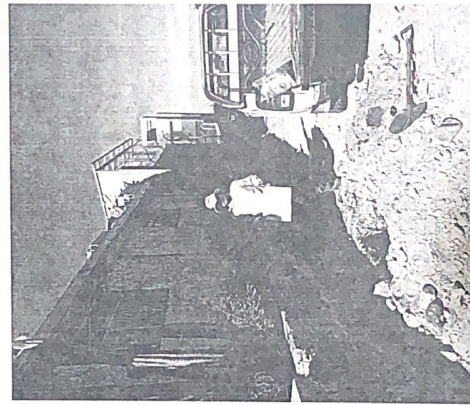
Calle Palomar 107 Lote B - 3B - Cercado/Telef: 214163 / RPM: *44995 / RPC: 956781874 / laboratorio@ciflaboratorio.com

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLÁN CCONDO SIN ESQUINA CON LA RONDA, PUEBLO
CHICO, DISTRITO DE CAYMA, AREQUIPA



Calicata N° 3
Fotografía N° 5



Vista Panorámica Calicata N° 3
Fotografía N° 6



CONCLUSIONES

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

1. Tipo de cimentación : Zapata rectangular

2. Estrato de apoyo de la cimentación: Estratos I y II

3. Parámetros de diseño

A. Profundidad de desplante: Respecto al nivel del semisótano

Parámetros	Profundidad de Desplante(m)	Observaciones
Zapata	1.50	Conectar con vigas de cimentación

B. La capacidad portante mínima admisible es:

Parámetros	B (m)	Profundidad de Desplante (m)	Qa (kg/cm ²)
Zapata	1.50	1.50	1.79

C. Factor de Seguridad : F.S. = 3

D. Asentamientos inmediatos esperados:

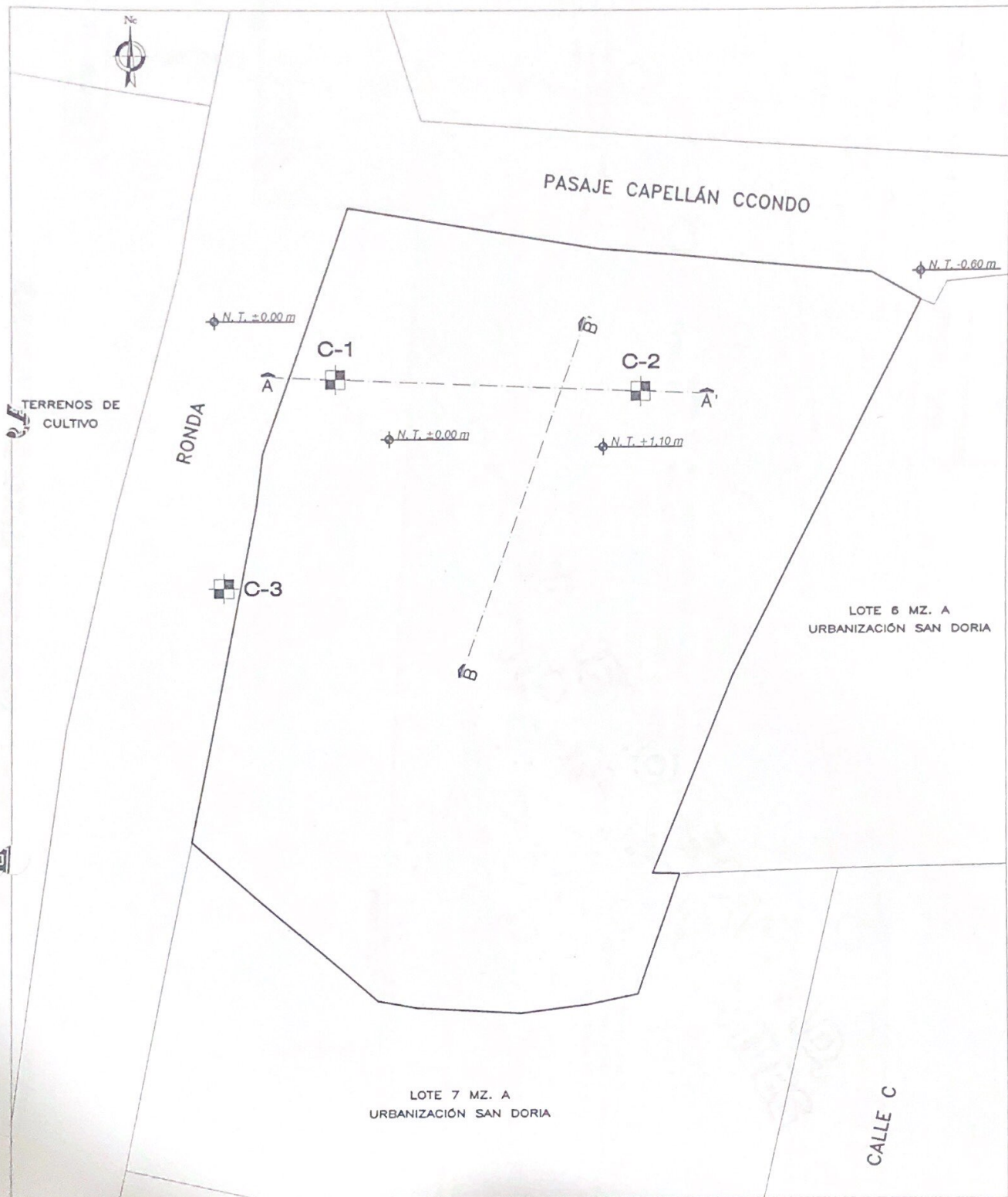
Parámetros	Profundidad de Desplante (m)	Asentamiento Pi (cm)
Zapata	1.50	1.9

RECOMENDACIONES

1. Los esfuerzos aplicados no deberán exceder de la capacidad admisible.
2. Se debe cumplir las recomendaciones de cimentación del ítem siete (7).
3. No extrapolar estos resultados.

UBICACIÓN DE CALICATAS

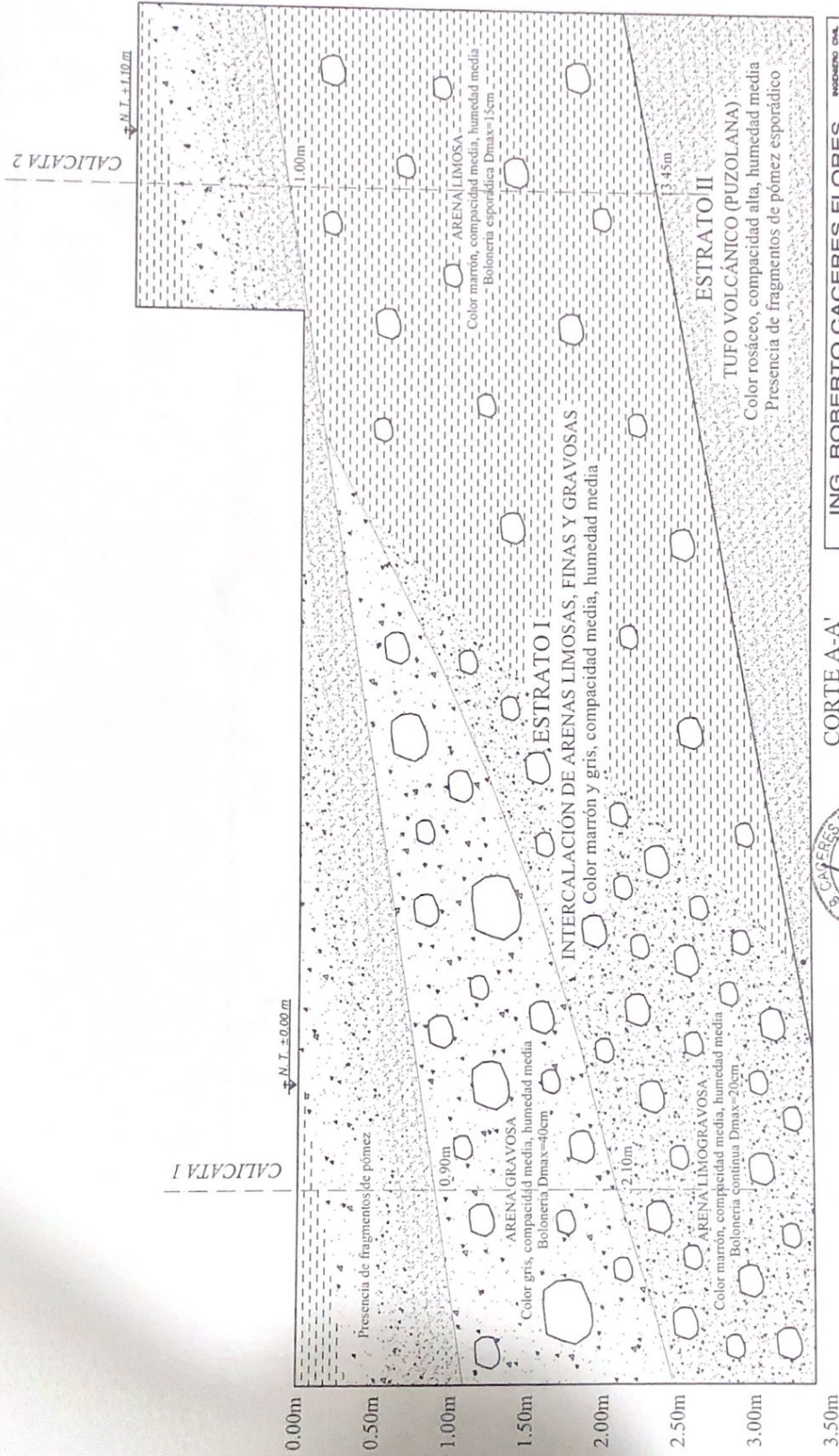
ES N° 067 / MS / 07-2018 / RCF



ING. ROBERTO CACERES FLORES			INGENIERO CIVIL CIP 59878
PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR	DISEÑO: P.L.P.	PLANO:	U-01
Plano: Ubicación de Calicatas	FECHA: JULIO 2018	ESCALA:	
UBICACIÓN: PASAJE CAPELLÁN CCONDO S/N ESQUINA CON LA RONDA, PUEBLO CHICO, DISTRITO DE CAYMA, AREQUIPA		ESCALA: -	TELÉFONO: 959638006

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

ES N° 067 / MS / 07-2018 / RCF



CORTE A-A'



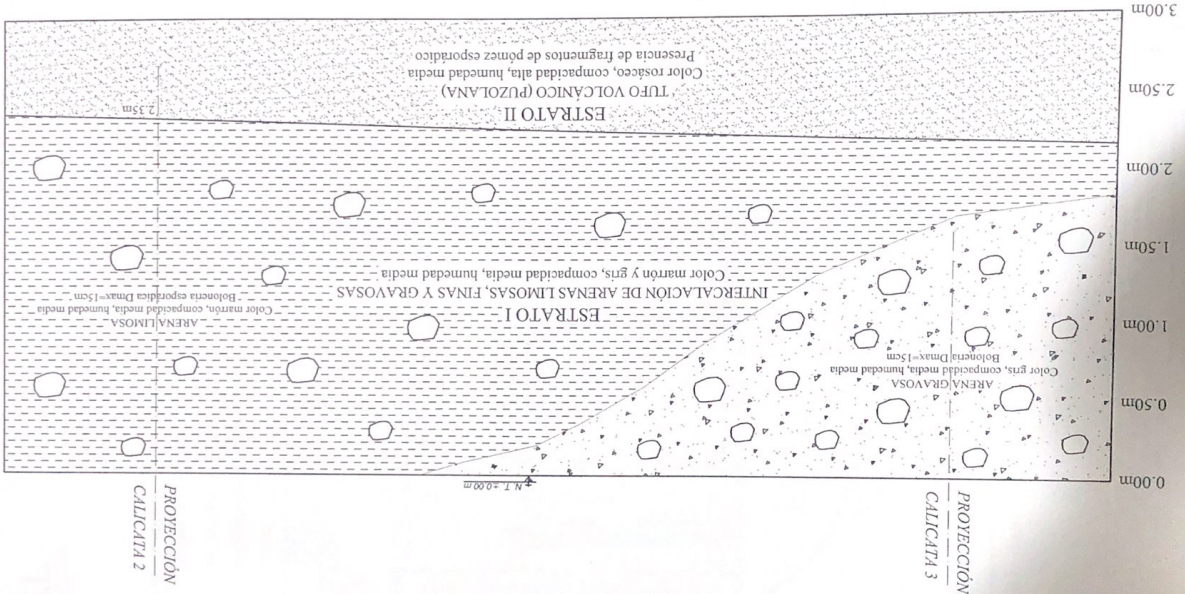
ING. ROBERTO CACERES FLORES			
PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR	DISEÑO: P.L.P.	PLANO: P-01	INSTRUMENTO: 959.638006
Plano: Perfil Estratigráfico	FECHA: JULIO 2018	ESCALA: -	TELÉFONO: 959.638006
UBICACIÓN: PASAJE CAJELLAN COCOCO S/N ESQ. CON LA RIVERA, PUEBLO CHICO, DISTRITO DE CANTA, AREQUIPA			

PERFIL ESTRATIGRAFICO

ES N° 067 / MS / 07-2018 / RCF

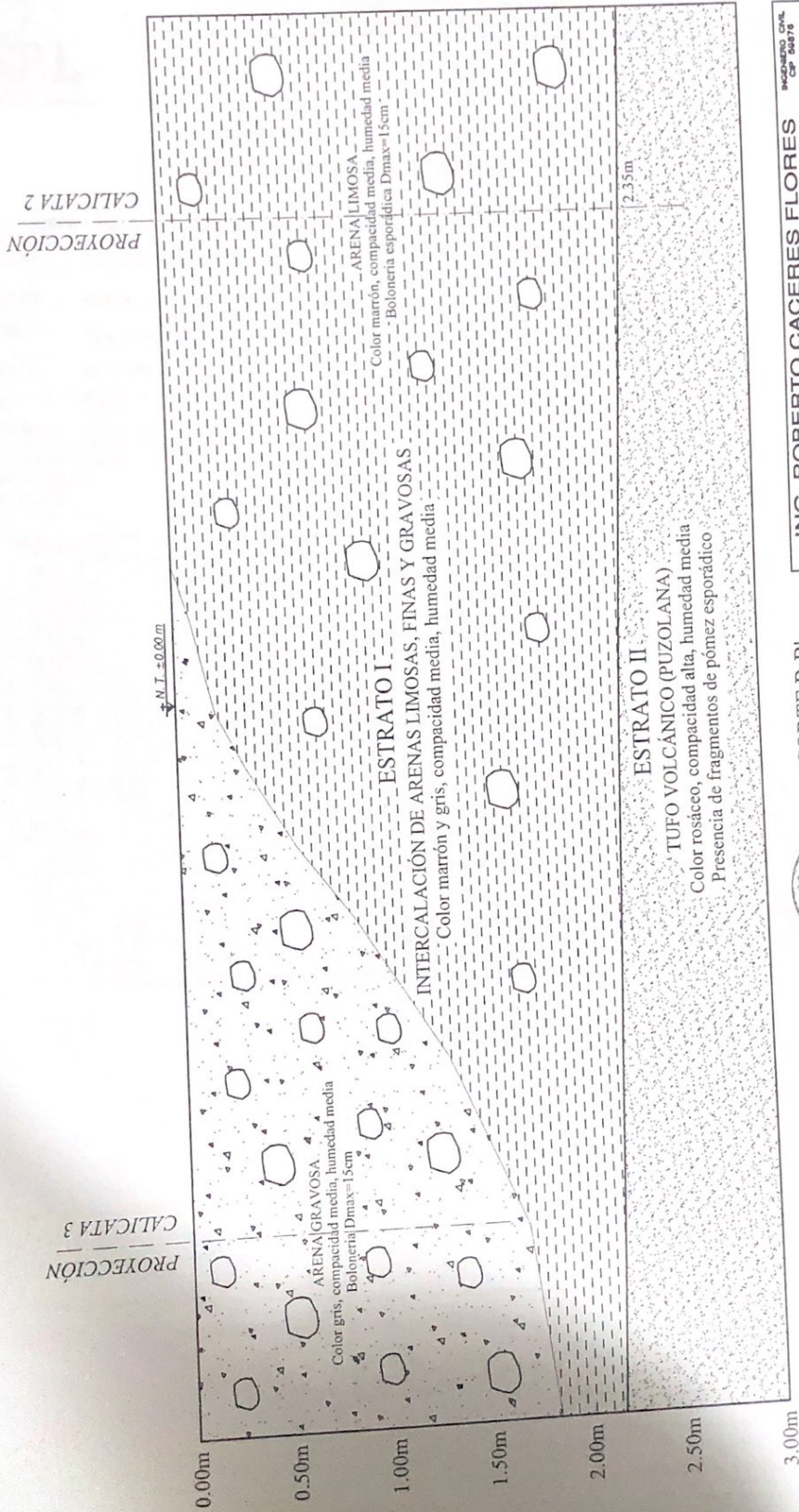
PROYECTO: VIVIENDA MATRYAMALIN	CLIENTE: P.L.P.	FECHA: 07-2018
UBICACION: PUNTA CAUTIN, COMUNA 5, V. ESCUELA CON LA BORDA	ESCALA: 1:100	TELÉFONO: 99932004
PROF: Perfil Estratigráfico	ALTO: 2018	
		P-02

CORTE B-B'



PERFIL ESTRATIGRAFICO

ES N° 067 / MS / 07-2018 / RCF



CORTE B-B'

ING. ROBERTO CACERES FLORES		INGENIERO CIVIL
PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR		PLANO:
		P.L.P.
		P-02
Plano: Perfil Estratigráfico		FECHA: 07/2018
UBICACIÓN: PASAJE CAPELLAN CORRAL S/N ESQUINA CON LA RINCA, PUEBLO CERO, DISTRITO DE CANA, AREQUIPA		TELÉFONO: 959638006

INFORME DE ENSAYO
GRANULOMETRIA POR TAMIZADO

Rev.02/02-16
CÓDIGO DE INFORME
 ES 067.1/MS/07-2018 /RCF
 Página: 1 de 1
 F.Emisión: 2018/07/05

ASTM D422 - 63(2002) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils

PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLAN CONDO, S/N, CAYMA

SOLICITA : CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C

DIRECCIÓN: AREQUIPA

Calicata: C-1 M-1
 Profundidad: 1.50 - 2.00 m

F. RECEPCIÓN: 2018/07/02

F. EJECUCIÓN: 2018/07/03

ENSAYADO EN : Laboratorio RCF S.R.L.

Tipo de Material: Suelo
 Condición Inicial: Alterada

Granulometría por Tamizado
 Límite de Consistencia
 Clasificación SUCS

ASTM D422 - 63(2002)
 NTP 339.150-01
 ASTM D 2487 - 00

Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
 Descripción e identificación de suelos - Proced. Visual - manual
 Classification of Soils for Engineering Purposes (SUCS)

TAMIZ	Diámetro (mm)	Wret+T (g)	W RET. (g)	% Wret	% Total Retenido	% Total Pasante	±U al 95%
5"	127.00						
4"	101.60						
3 1/2"	88.90						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						
2"	50.80	619.0	368.0	3.5	3.5	100.0	0.4
1 1/2"	38.10	1254.0	1003.0	9.7	13.2	86.8	0.9
1"	25.40	1477.0	1226.0	11.8	25.0	75.0	2.6
3/4"	19.10	764.0	513.0	4.9	30.0	70.0	2.6
1/2"	12.70	829.0	578.0	5.6	35.6	64.4	2.6
3/8"	9.52	574.0	323.0	3.1	38.7	61.3	2.6
4	4.760	955.0	704.0	6.8	45.5	54.5	1.5
8	2.380	104.7	62.3	5.8	51.2	48.8	1.5
10	2.000	60.5	18.1	1.7	52.9	47.1	1.5
16	1.190	109.8	67.4	6.2	59.1	40.9	1.5
30	0.590	157.6	115.2	10.7	69.8	30.2	1.5
40	0.425	110.9	68.5	6.3	76.1	23.9	1.5
50	0.300	111.0	68.6	6.4	82.5	17.5	1.1
60	0.180	137.0	94.6	8.8	91.2	8.8	0.9
100	0.150	70.5	28.1	2.6	93.8	6.2	0.9
200	0.074	87.5	45.1	4.2	98.0	2.0	0.3
-200		63.8	21.4	2.0	100.0	0.0	

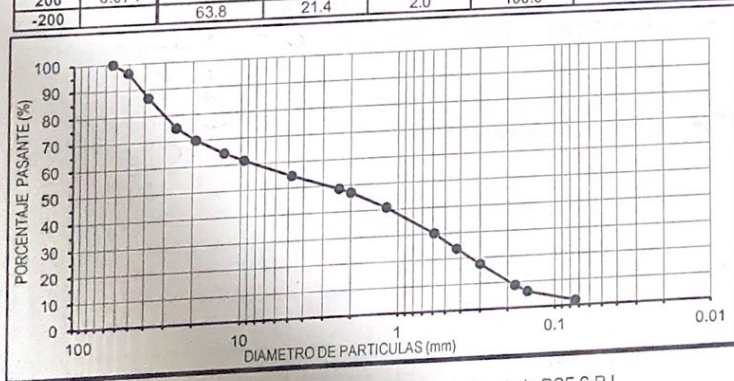
FRACCIONES		
GRAVA	45%	± 2%
ARENA	53%	± 1%
FINOS	2%	± 0%

COEFICIENTES	
Cu	41.39
Cc	0.21

CONSISTENCIA	
LÍQUIDO	NP
L PLÁSTICO	NP
I PLÁSTICIDAD	NP

CLASIFICACION	
TM	2 1/2"
SUCS	SP
AASHTO	-

PASANTE	
TAMIZ # 4"	54.5%
TAMIZ N° 10	47.1%



OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
 El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
 Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.
 Laboratorio : Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 874
 Telf. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm

Nº 020767

INFORME DE ENSAYO
GRANULOMETRIA POR TAMIZADO

Rev.02/02-16
CÓDIGO DE INFORME
 ES 067.1/MS/07-2018 /RCF
 Página : 1 de 1
 F.Emisión: 2018/07/05

ASTM D422 - 63(2002) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils

PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR
UBICACIÓN: PASAJE CAPELLAN CONDO, S/N, CAYMA
SOLICITA : CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C
DIRECCIÓN: AREQUIPA
Calicata: C-1 M-2
Profundidad: 2.90 m

F. RECEPCIÓN: 2018/07/02
F. EJECUCIÓN: 2018/07/04
ENSAYADO EN : Laboratorio RCF S.R.L.
Tipo de Material: Suelo
Condición Inicial: Alterada

Granulometría por Tamizado
 Limite de Consistencia
 Clasificación SUCS

ASTM D422 - 63(2002)
 NTP 339.150.01
 ASTM D 2487 - 00

Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
 Descripción e identificación de suelos - Proced. Visual - manual
 Classification of Soils for Engineering Purposes (SUCS)

TAMIZ	Diámetro (mm)	Wret+T (g)	W RET. (g)	% Wret	% Total Retenido	% Total Pasante	±U al 95%
5"	127.00						
4"	101.60						
3 1/2"	88.90						
3"	76.20			0.0	0.0	100.0	
2 1/2"	63.50			3.1	3.1	96.9	0.4
2"	50.80	347.0	255.0	4.3	7.4	92.6	0.9
1 1/2"	38.10	440.0	348.0	7.6	15.0	85.0	0.9
1"	25.40	710.0	618.0	4.8	19.8	80.2	1.5
3/4"	19.10	484.0	392.0	2.7	22.4	77.6	2.6
1/2"	12.70	310.0	218.0	2.3	24.8	75.2	2.6
3/8"	9.52	281.0	189.0	4.5	29.3	70.7	2.6
4	4.760	462.0	370.0	4.5	33.8	66.2	2.6
8	2.380	79.3	36.9	1.4	35.2	64.8	2.6
10	2.000	54.1	11.7	5.0	40.2	59.8	1.5
16	1.190	83.6	41.2	8.6	48.9	51.1	1.5
30	0.590	113.5	71.1	5.7	54.5	45.5	1.5
40	0.425	88.9	46.5	5.7	61.0	39.0	1.5
50	0.300	95.7	53.3	6.5	72.3	27.7	1.5
80	0.180	135.0	92.6	11.3	76.6	23.4	1.5
100	0.150	77.8	35.4	4.3	87.6	12.4	1.2
200	0.074	132.9	90.5	11.0	100.0	0.0	
-200		144.6	102.2	12.4			

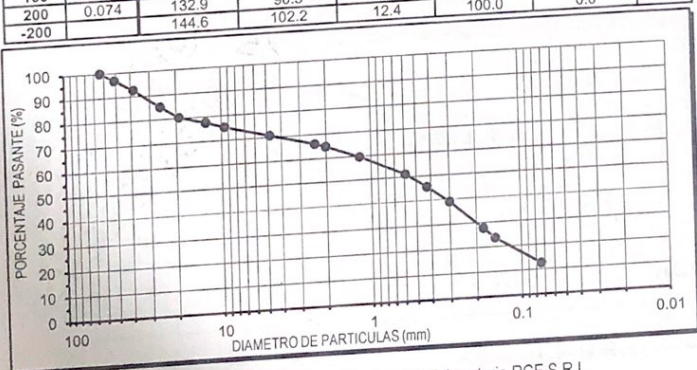
FRACCIONES		
GRAVA	29%	± 3%
ARENA	58%	± 2%
FINOS	12%	± 1%

COEFICIENTES	
Cu	20.59
Cc	0.57

CONSISTENCIA	
LÍQUIDO	NP
L PLÁSTICO	NP
I PLÁSTICIDAD	NP

CLASIFICACION	
TM	2 1/2"
SUCS	SM
AASHTO	-

PASANTE	
TAMIZ # 4"	70.7%
TAMIZ N° 10	64.8%



OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
 El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
 Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.
 Laboratorio : Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 874
 Telf. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm

N° 020768

INFORME DE ENSAYO
GRANULOMETRIA POR TAMIZADO

Rev.02/02-16
CÓDIGO DE INFORME
ES 067.1/MS/07-2018 /RCF
Página: 1 de 1
F.Emisión: 2018/07/05

ASTM D422 - 63(2002) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils

PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN : PASAJE CAPELLAN CONDO, SIN, CAYMA

SOLICITA : CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C

DIRECCIÓN : AREQUIPA

Calicata: C-2 M-1
Profundidad: 2.60 m

F. RECEPCIÓN: 2018/07/02

F. EJECUCIÓN: 2018/07/04

ENSAYADO EN : Laboratorio RCF S.R.L.

Tipo de Material: Suelo
Condición Inicial: Alterada

Granulometría por Tamizado
Límite de Consistencia
Clasificación SUCS

ASTM D422 - 63(2002)
NTP 339.150:01
ASTM D 2487 - 00

Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
Descripción e identificación de suelos - Proced. Visual - manual
Classification of Soils for Engineering Purposes (SUCS)

TAMIZ	Diámetro (mm)	Wret+T (g)	W RET. (g)	% Wret	% Total Retenido	% Total Pasante	±U al 95%
5"	127.00						
4"	101.60						
3 1/2"	88.90						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						
2"	50.80						
1 1/2"	38.10						
1"	25.40				0.0	100.0	
3/4"	19.10	62.0	20.0	0.3	0.3	99.7	0.4
1/2"	12.70	83.0	41.0	0.7	1.0	99.0	0.4
3/8"	9.52	73.0	31.0	0.5	1.6	98.4	0.4
4	4.760	124.0	82.0	1.4	3.0	97.0	0.4
8	2.380	54.4	12.0	2.1	5.1	94.9	0.9
10	2.000	46.2	3.8	0.7	5.7	94.3	0.9
16	1.190	59.0	16.6	2.9	8.6	91.4	0.9
30	0.590	78.2	35.8	6.3	14.9	85.1	0.9
40	0.425	70.5	28.1	4.9	19.8	80.2	1.5
50	0.300	80.3	37.9	6.6	26.4	73.6	2.6
80	0.180	133.3	90.9	15.9	42.3	57.7	1.5
100	0.150	85.5	43.1	7.5	49.8	50.2	1.5
200	0.074	177.1	134.7	23.5	73.4	26.6	1.5
-200		194.7	152.3	26.6	100.0	0.0	

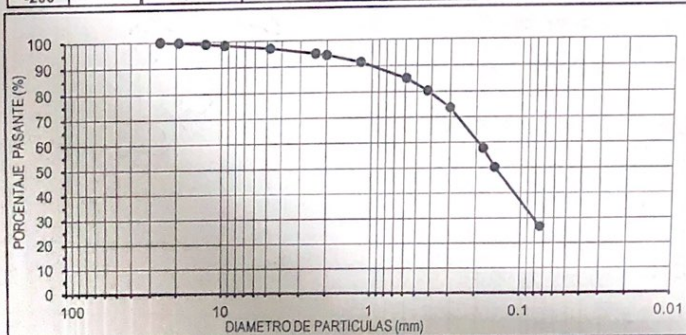
FRACCIONES			
GRAVA	3%	± 0%	
ARENA	70%	± 1%	
FINOS	27%	± 2%	

COEFICIENTES	
Cu	6.80
Cc	1.32

CONSISTENCIA	
LÍQUIDO	NP
PLÁSTICO	NP
PLASTICIDAD	NP

CLASIFICACIÓN	
TM	1*
SUCS	SM
AASHTO	-

PASANTE	
TAMIZ # 4"	97.0%
TAMIZ N° 10	94.3%



OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Laboratorio : Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 874
Tel. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm

N° 020769

INFORME DE ENSAYO
GRANULOMETRIA POR TAMIZADO

Rev 02/02-16
CÓDIGO DE INFORME
ES 067.1/MS/07-2018 /RCF
Página: 1 de 1
F.Emisión: 2018/07/05

ASTM D422 - 63(2002) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: PASAJE CAPELLAN CONDO, S/N, CAYMA

SOLICITA: CONSTRUCTORA INMOBILIARIA MAJA S.A.C

DIRECCIÓN: AREQUIPA

F. RECEPCIÓN: 2018/07/02

F. EJECUCIÓN: 2018/07/04

ENSAYADO EN: Laboratorio RCF S.R.L.

Calicata: C-2 M-2

Profundidad: 3.80 m

Tipo de Material: Suelo
Condición Inicial: Alterada

Granulometría por Tamizado
Límite de Consistencia
Clasificación SUCS

ASTM D422 - 63(2002)
NTP 339.150-01
ASTM D 2487 - 00

Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
Descripción e identificación de suelos - Proced. Visual - manual
Classification of Soils for Engineering Purposes (SUCS)

TAMIZ	Diámetro (mm)	Wret+T (g)	W RET. (g)	% Wret	% Total Retenido	% Total Pasante	±U al 95%
5"	127.00						
4"	101.60						
3 1/2"	88.90						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						
2"	50.80						
1 1/2"	38.10						
1"	25.40	164.0	77.0	1.4	0.0	100.0	0.0
3/4"	19.10	105.0	18.0	0.3	1.4	98.6	0.4
1/2"	12.70	154.0	67.0	1.2	1.7	98.3	0.4
3/8"	9.52	130.0	43.0	0.8	3.0	97.0	0.4
4	4.760	189.0	102.0	1.9	3.7	96.3	0.4
8	2.380	59.6	17.2	2.9	5.6	94.4	0.0
10	2.000	48.1	5.7	1.0	8.5	91.5	0.0
16	1.190	64.6	22.2	3.7	9.4	90.6	0.0
30	0.590	98.0	55.6	9.3	13.2	86.8	0.9
40	0.425	84.9	42.5	7.1	22.5	77.5	2.6
50	0.300	90.5	48.1	8.1	29.6	70.4	2.6
80	0.180	132.3	89.9	15.1	37.7	62.3	2.6
100	0.150	78.1	35.7	6.0	52.8	47.2	1.5
200	0.074	154.3	111.9	18.8	58.8	41.2	1.5
-200		176.4	134.0	22.5	77.5	22.5	1.5
					100.0	0.0	

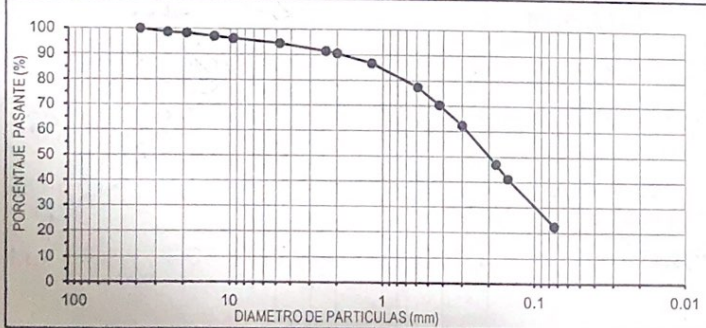
FRACCIONES		
GRAVA	6%	± 1%
ARENA	72%	± 1%
FINOS	22%	± 2%

COEFICIENTES	
Cu	8.55
Cc	1.05

CONSISTENCIA	
L LIQUIDO	NP
L PLASTICO	NP
I PLASTICIDAD	NP

CLASIFICACION	
TM	1 1/2"
SUCS	SM
AASHTO	-

PASANTE	
TAMIZ # 4"	94.4%
TAMIZ # 10	90.6%



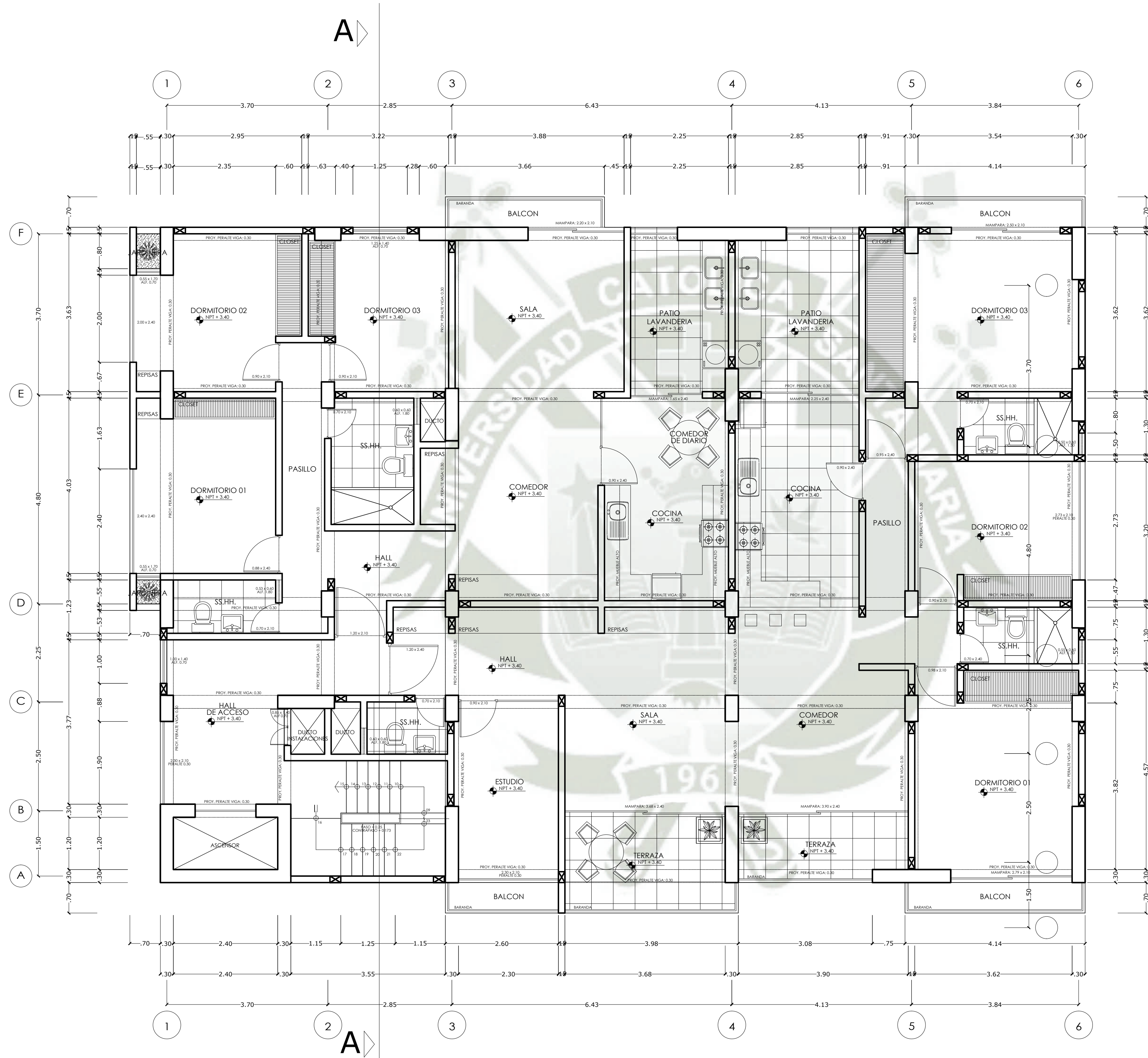
OBSERVACIONES: Muestra extraída e identificada por el laboratorio RCF S.R.L.



Está terminantemente prohibido la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de RCF S.R.L.
El laboratorio no se hace responsable del mal uso, ni la incorrecta interpretación de los resultados aquí declarados.
Los resultados de este informe solo están relacionados a la muestra ensayada y no debe ser utilizado como un certificado de conformidad de productos o certificados de sistema de calidad de la entidad que lo produce.

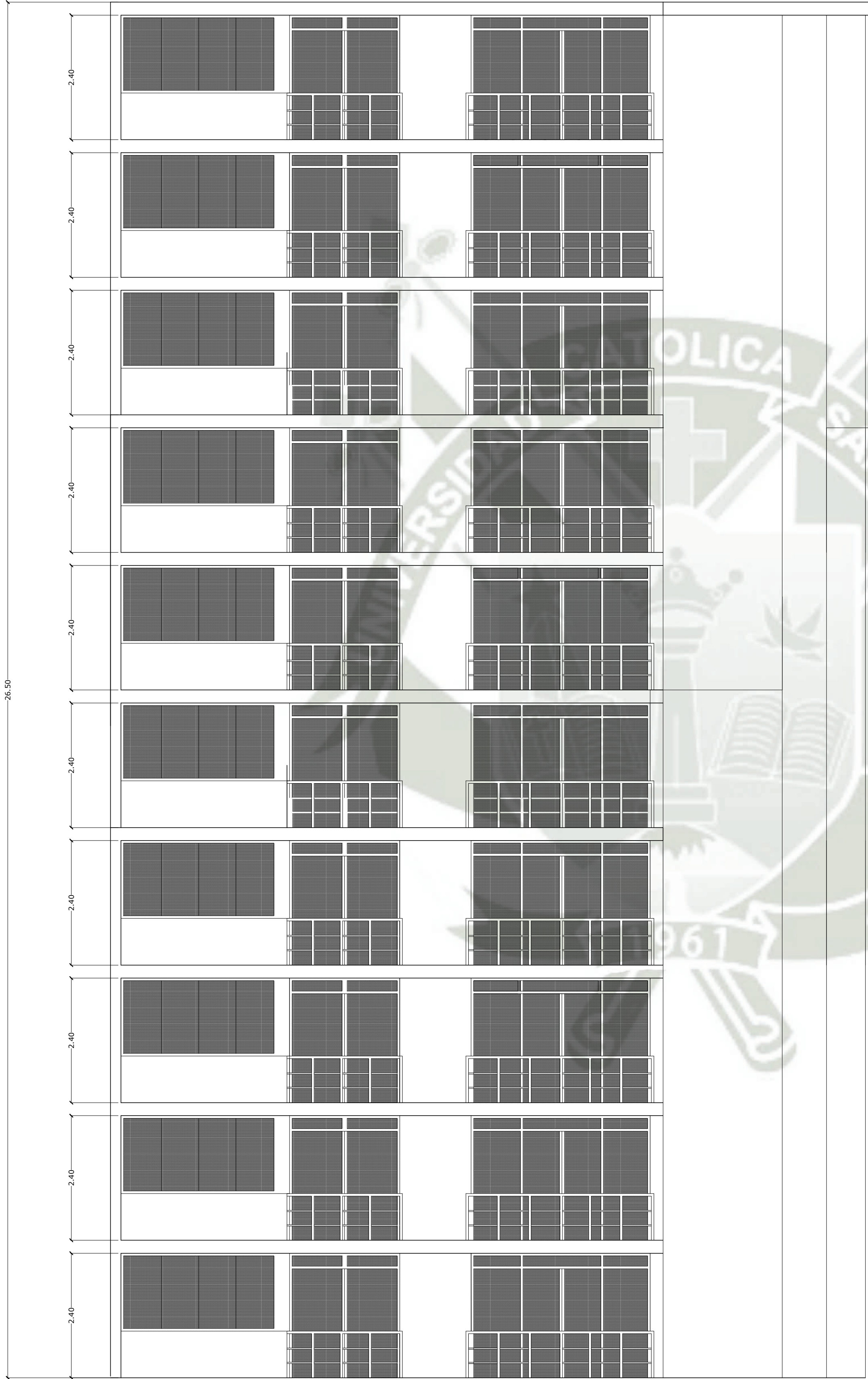
Laboratorio: Calle El Palomar N° 107 Lote B-3B - Arequipa (detrás del Mercado El Palomar) - Móvil RPM * 414 995 - RPC: 956 781 874
Telf. (054) 214163 - E-mail: laboratorio@rcflaboratorio.com - spc_laboratorio@hotmail.com - Atn. 8:00 a 1:00 pm y 1:30 a 5:00 pm

N° 020770



PLANTA TIPO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO ESTRUCTURA



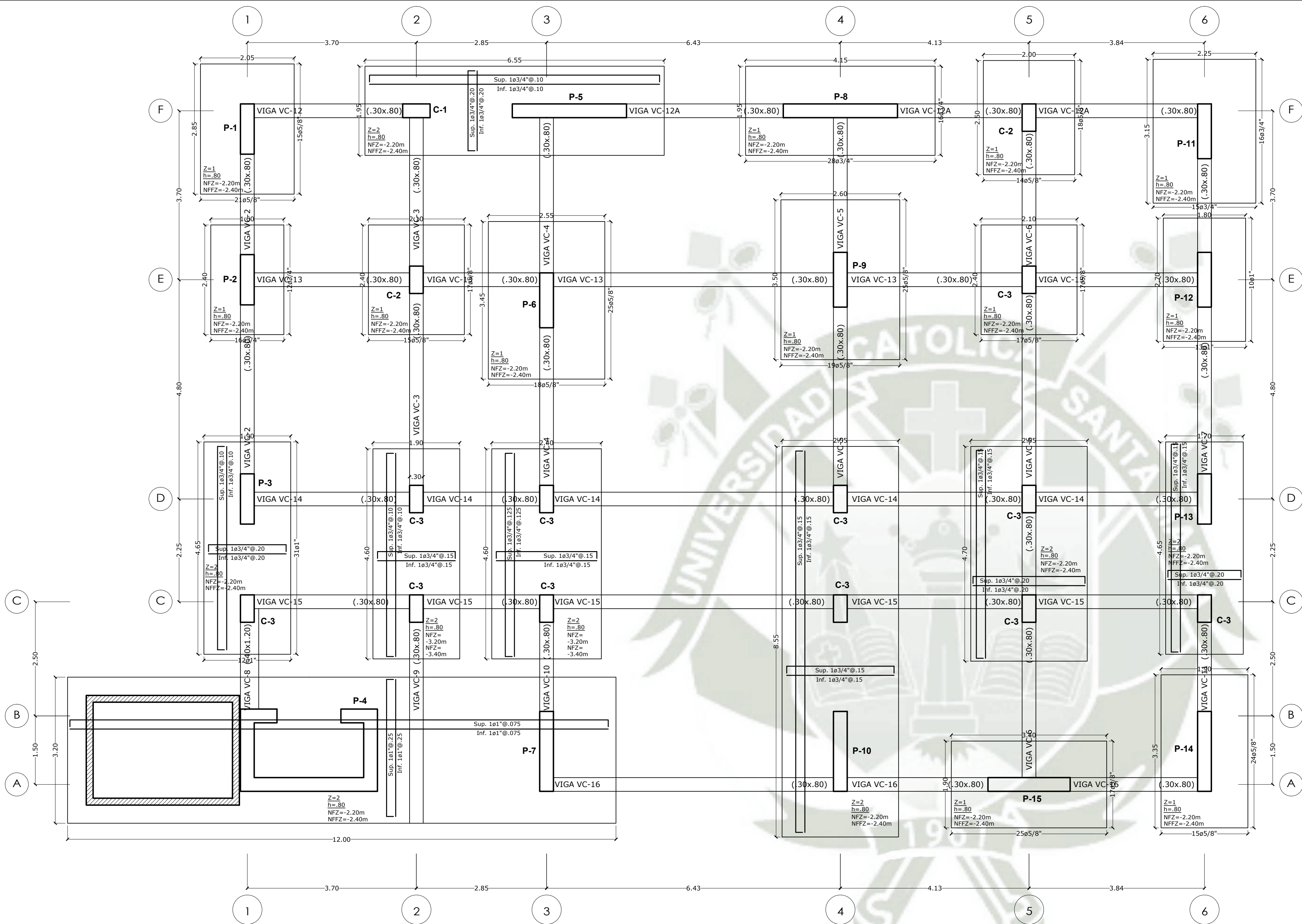
ELEVACION FRONTAL

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNIICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO ESTRUCTURA	A-02



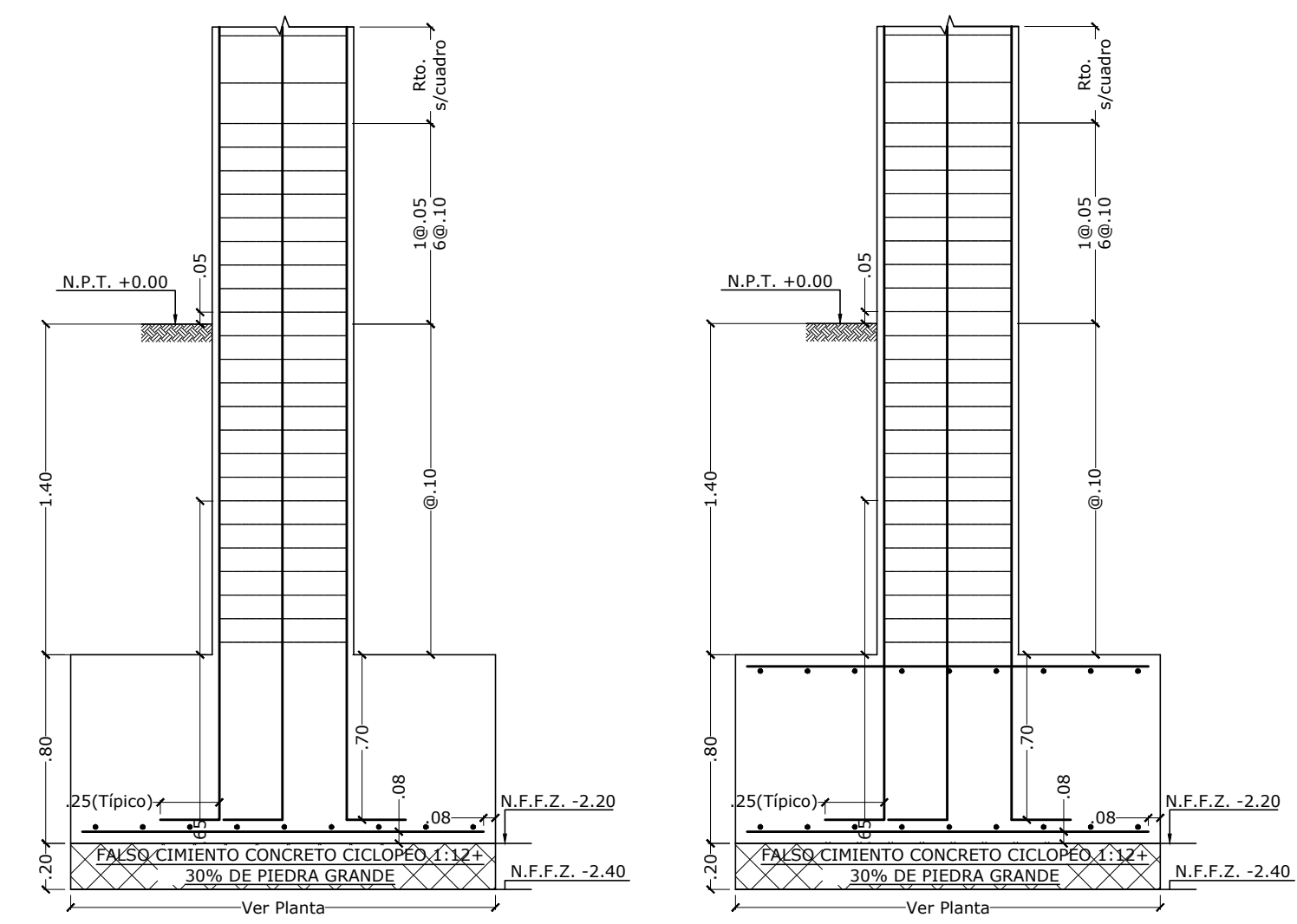
CORTE A-A

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

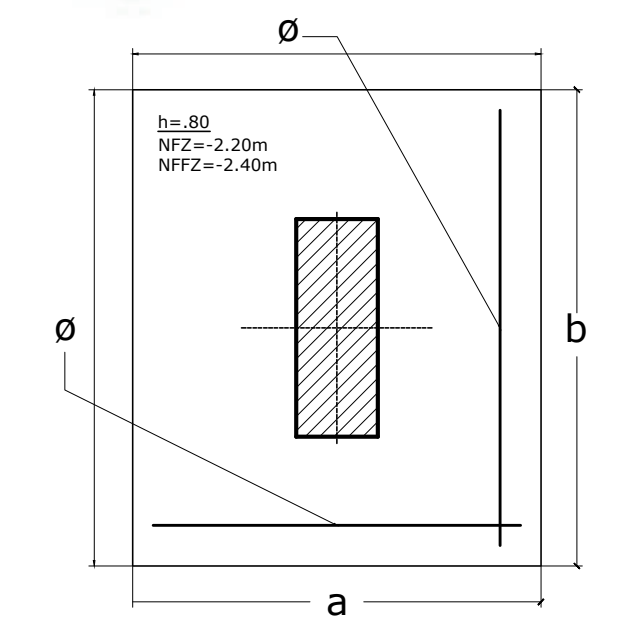


ESPECIFICACIONES GENERALES
 $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$
 $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$
 S/C= indicadas
RECUBRIMIENTOS
 Columnas - Vigas =4.0cm
 Aligerado- Losas - Vigas chatas =2.0cm
 Zapatas =8.0cm
ESPECIFICACIONES PARA MUROS DE LADRILLO
 $f'm=65 \text{ kg/cm}^2$
 Unidad de albañilería: Tipo Mecanizado
 Tipo de mortero =1:4 (Cemento:Arena)
NORMAS UTILIZADAS
 E.020 CARGAS
 E.030 DISEÑO SISMORESISTENTE
 E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES
 E.060 CONCRETO ARMADO
 E.070 ALBAÑILERIA
 E.090 ESTRUCTURAS METALICAS

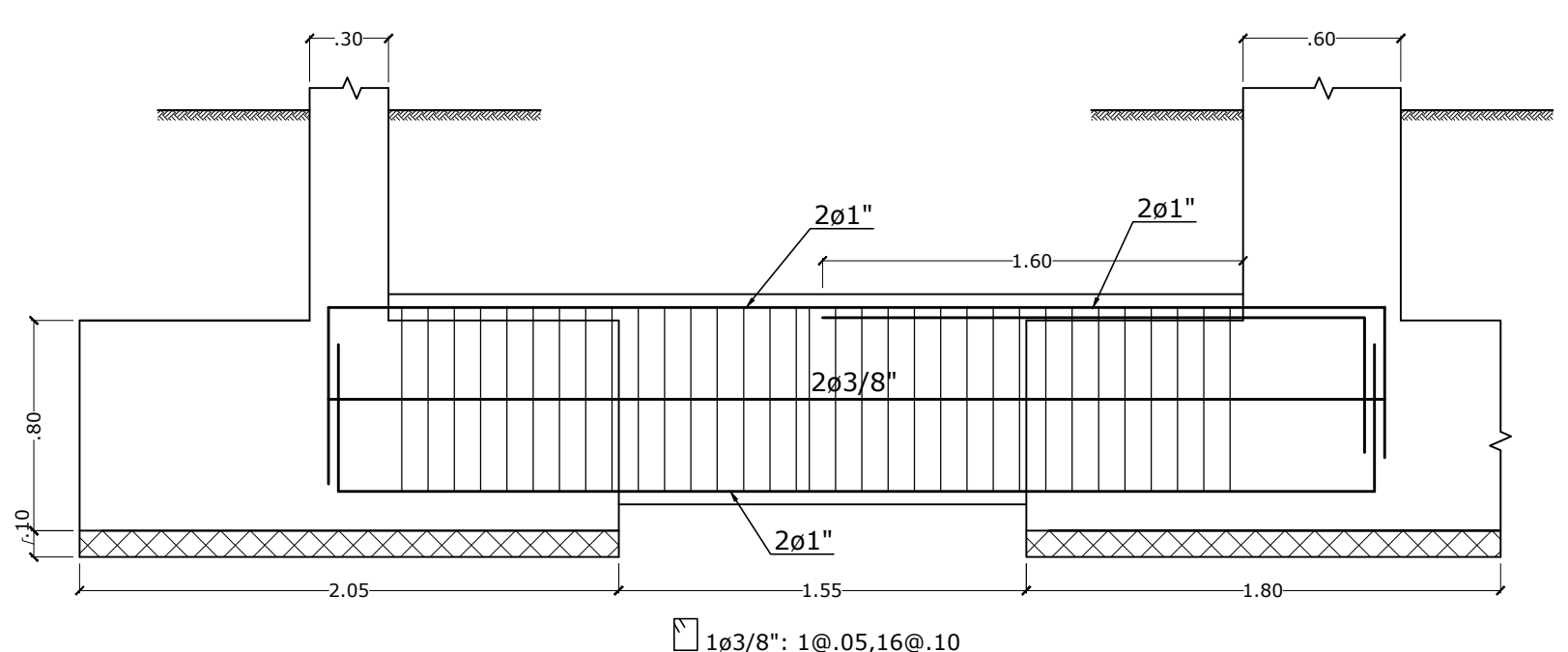
SISMO X-X	SISMO Y-Y
Z=0.35 U=1.00 S=1.15 Tp=0.6s TI=2.0s	Z=0.35 U=1.00 S=1.15 Tp=0.6s TI=2.0s
Sistema Estructural Sismorresistente :	Sistema Estructural Sismorresistente :
Muros Estructurales	Muros estructurales
C =2.5 Hn =26.5 m Ct =60 T =0.44 s R =6.0	C =2.5 Hn =26.5 m Ct =60 T =0.44 s R =6.0



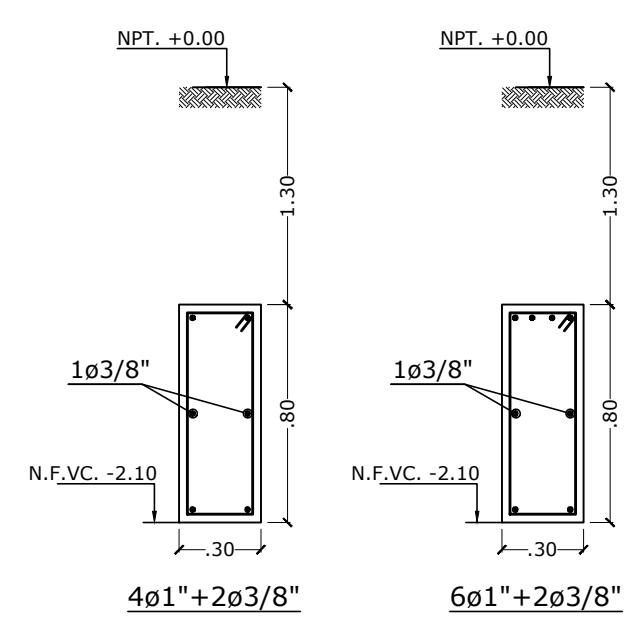
DETALLE DE ZAPATAS Z-1
DETALLE DE ZAPATAS Z-2

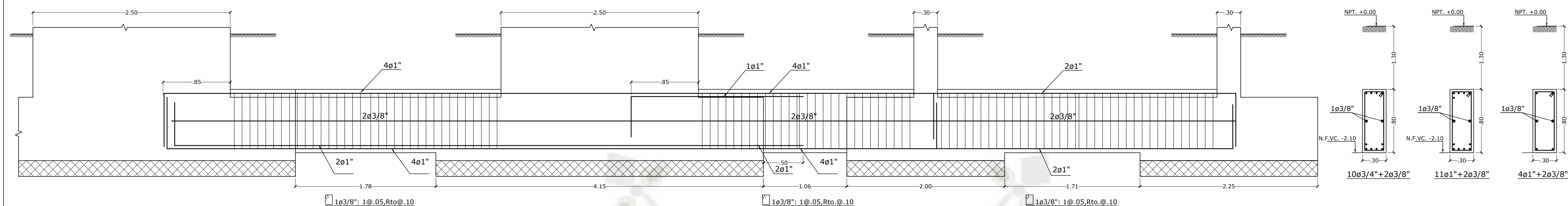


DETALLE DE ZAPATAS

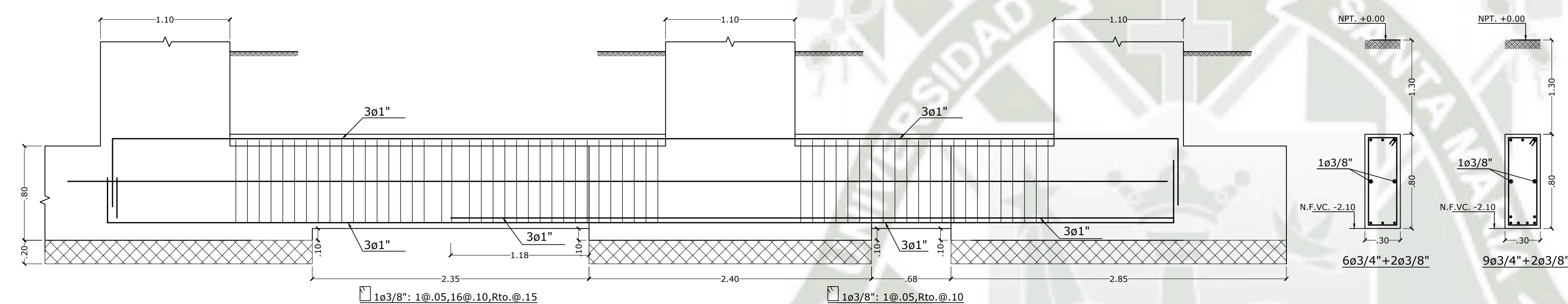


VIGA VC-12(.30x0.80)





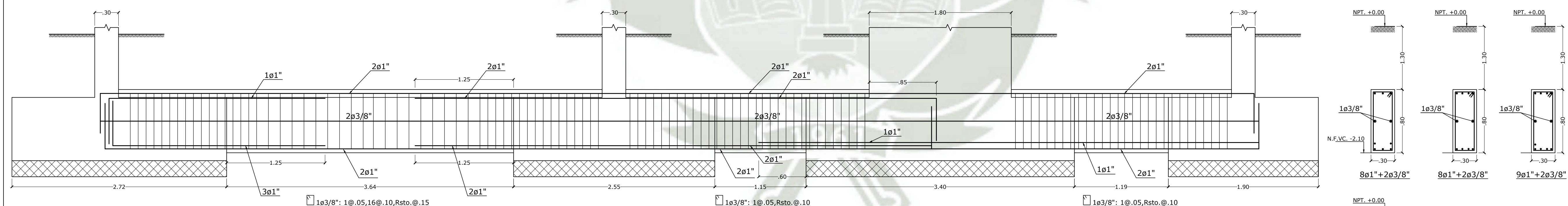
VIGA VC-12A (.30x0.80)



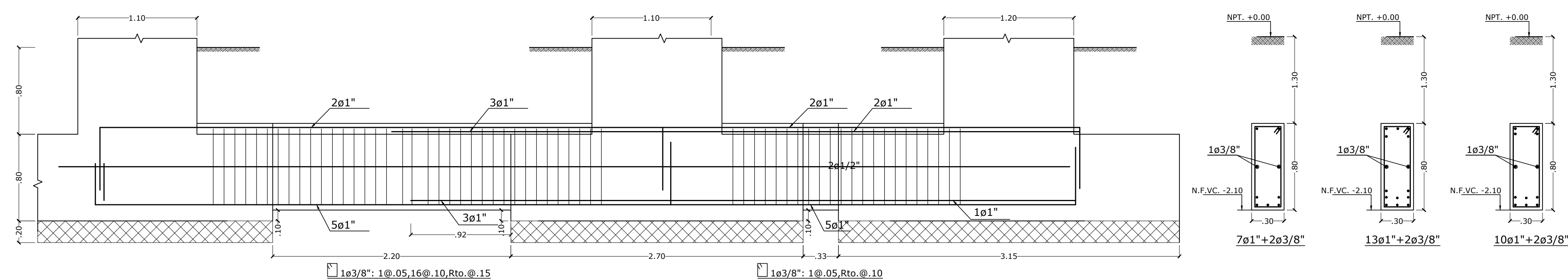
VIGA VC-2 (.30x.80)

VIGA VC-13 (.30x.80)

VIGA VC-14 (.30x.80)

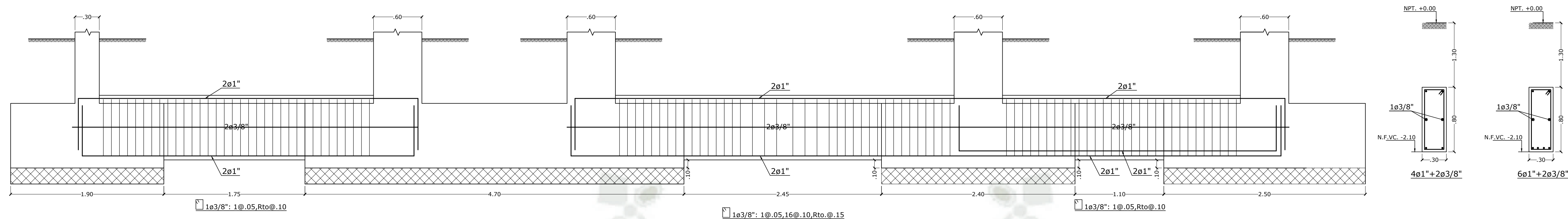


VIGA VC-16 (.30X.80)

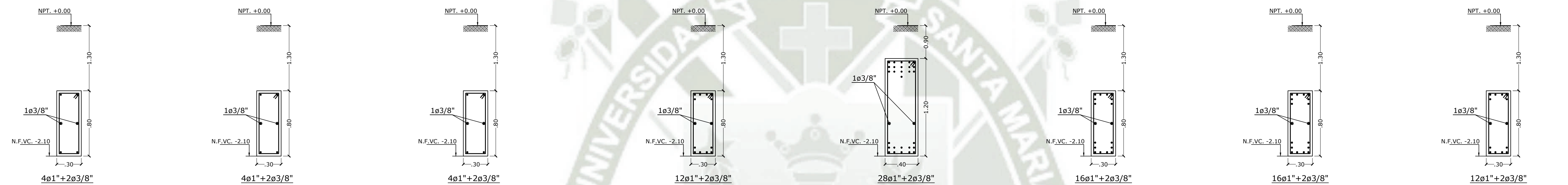


VIGA VC-7 (.30x.80)

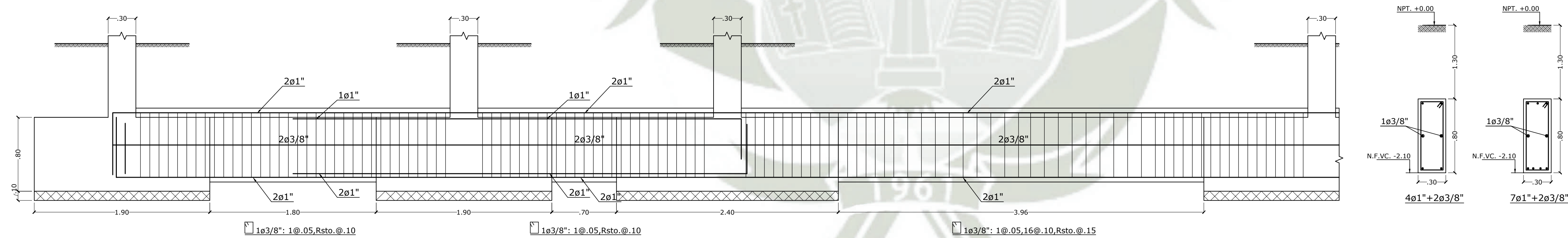
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO



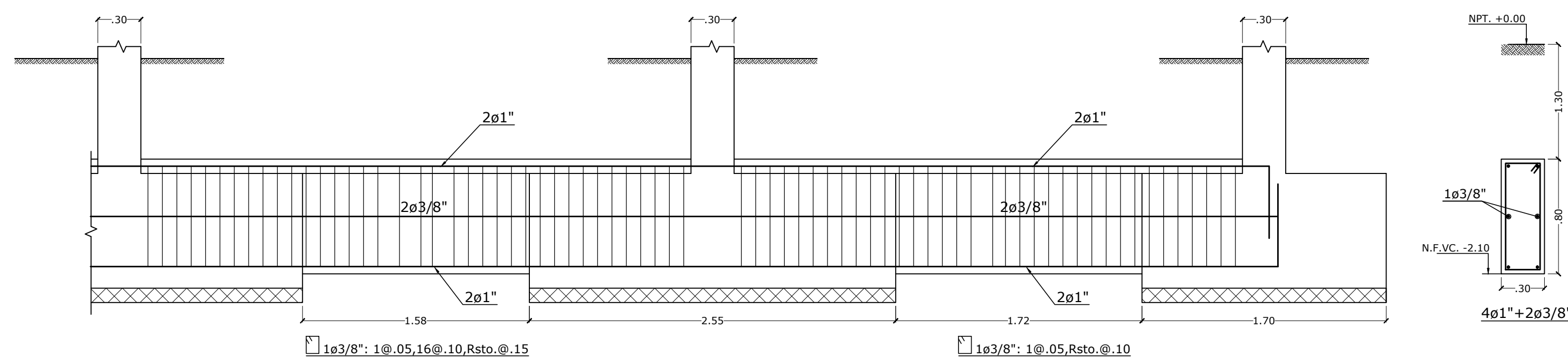
VIGA VC-6 (.30x.80)



VIGA VC-3 (.30x.80) VIGA VC-4 (.30x.80) VIGA VC-5 (.30x.80) VIGA VC-11 (.30x.80) VIGA VC-8 (.30x.80) VIGA VC-9 (.30x.80) VIGA VC-10 (.30x.80) VIGA VC-11 (.30x.80)



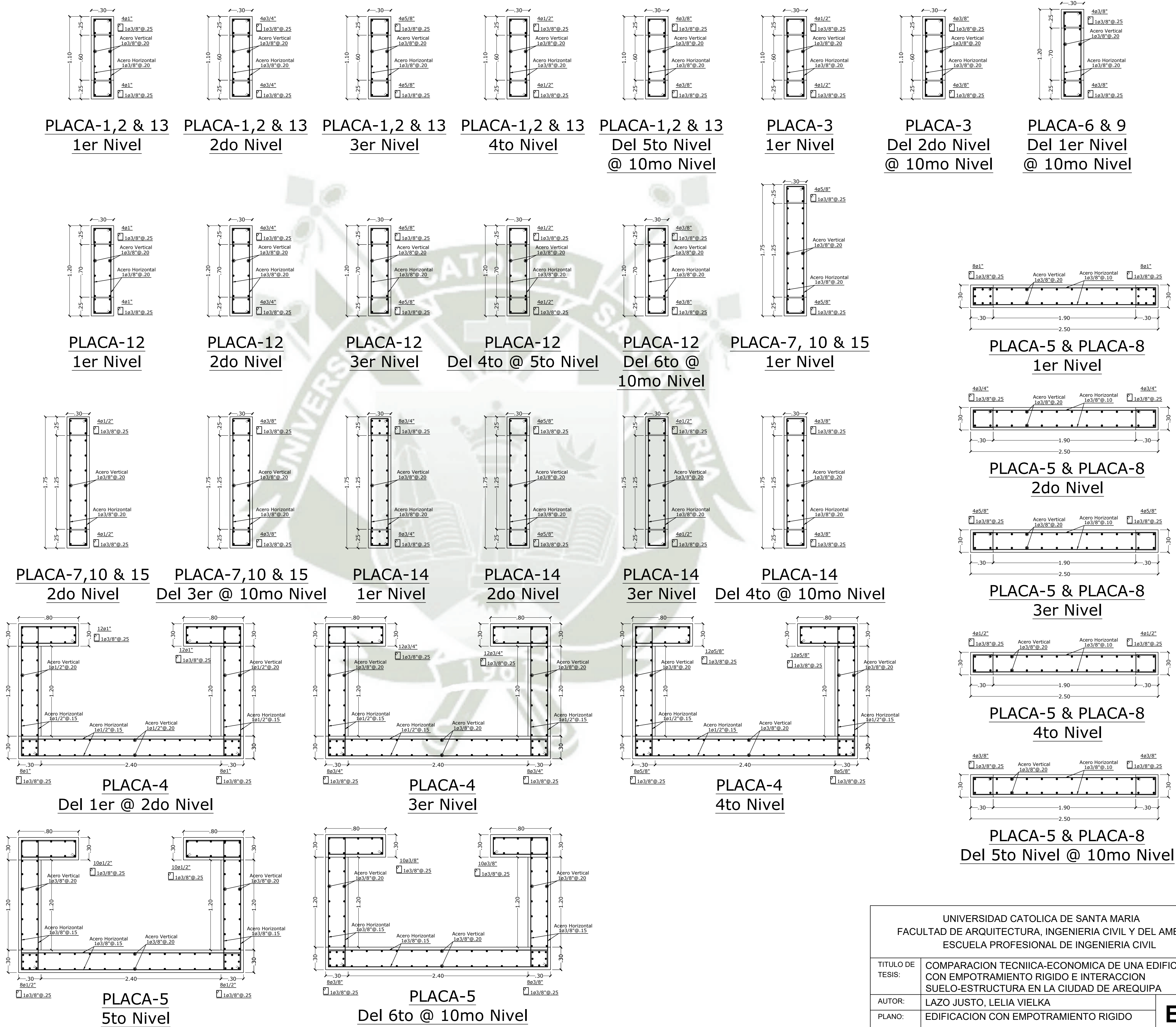
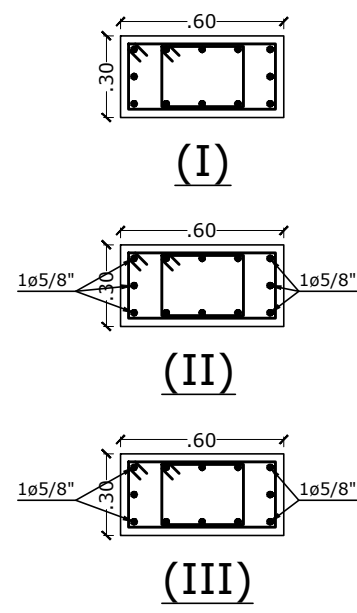
VIGA VC-15 (.30X.80)



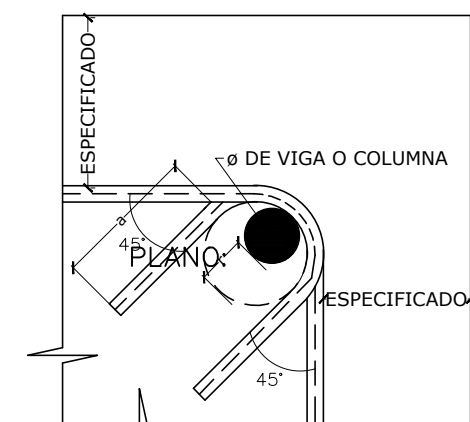
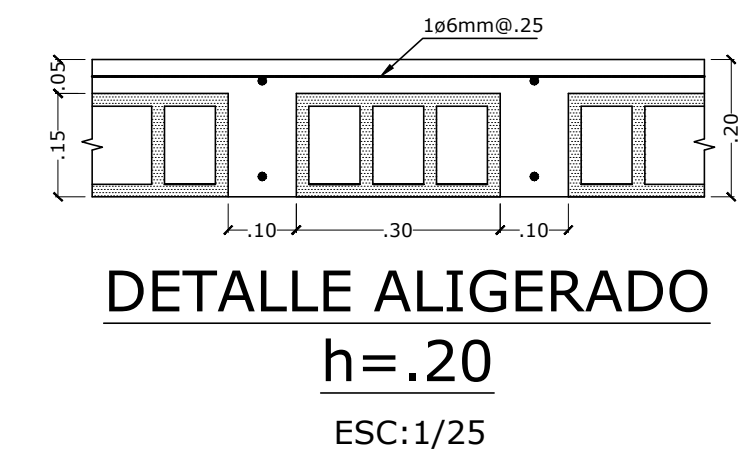
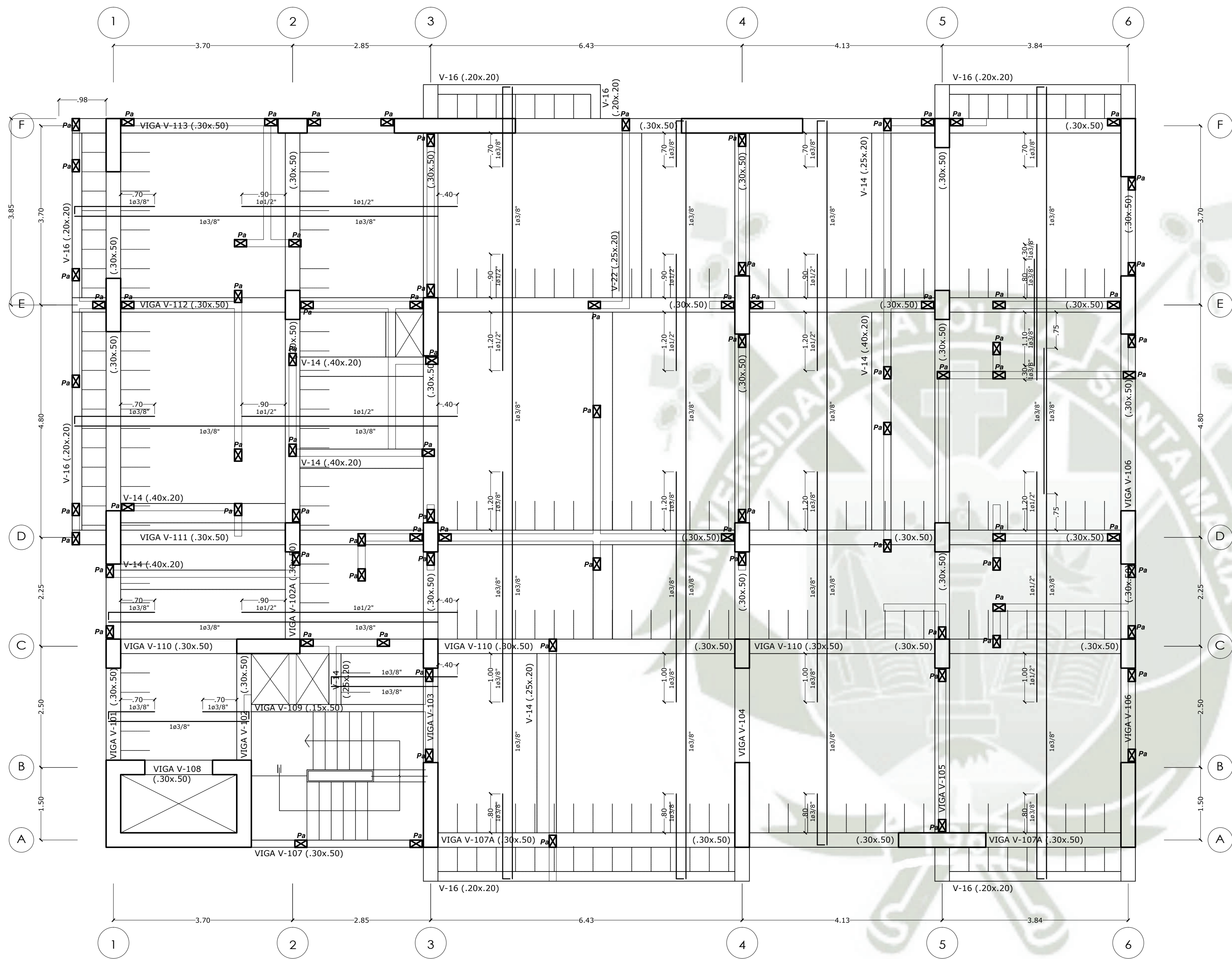
VIGA VC-15 (.30X.80)

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO

CUADRO DE COLUMNAS			
NIVEL	C-1	C-2	C-3
1°	.30x.60 Ver detalle 12ø3/4" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
2°	.30x.60 Ver detalle 12ø3/4" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
3°	.30x.60 Ver detalle 12ø3/4" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
4°	.30x.60 Ver detalle 12ø3/4" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
5°	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
6°	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
7°	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
8°	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 6ø5/8"+6ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (II)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
9°	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
10°	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
AZOTEA	—	—	—

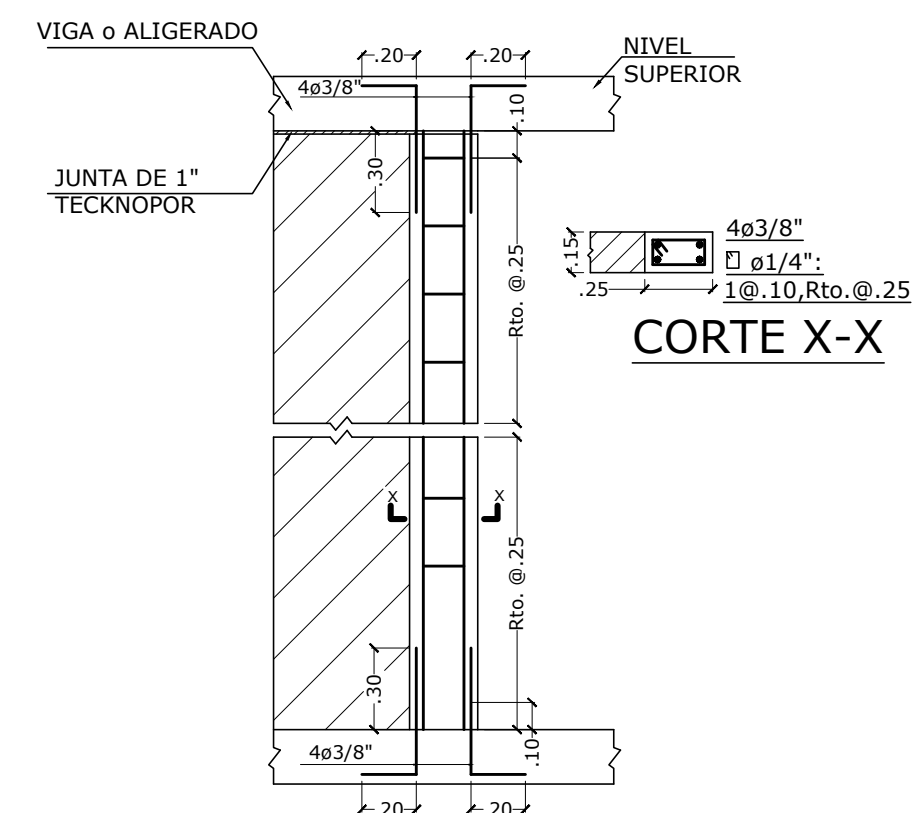


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO



Ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

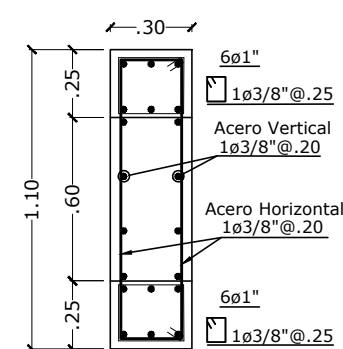
DETALLE DOBLADO ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS



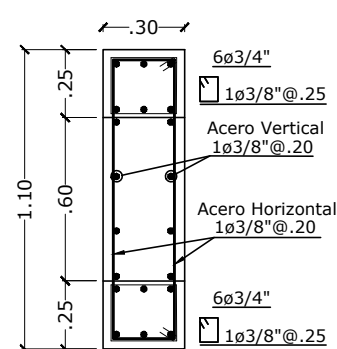
COLUMNETAS Pa

(Las columnas Pa estarán separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. La junta se rellenará con tecnopor o similar).

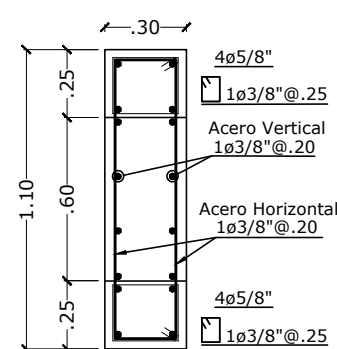
ENCOFRADO 1ER,2DO,3ER,4TO,5TO,6TO NIVEL



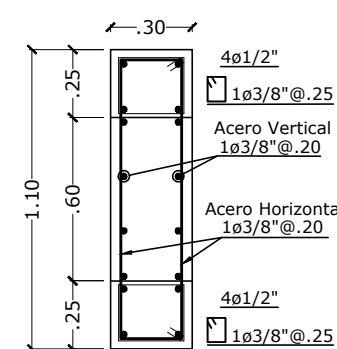
PLACA-11
1er Nivel



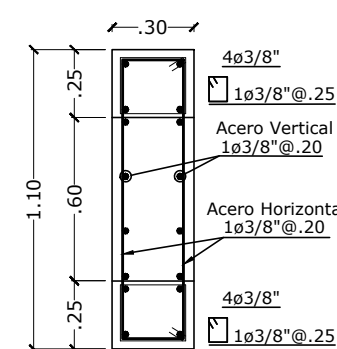
PLACA-11
Del 2do @ 3er Nivel



PLACA-11
4to Nivel

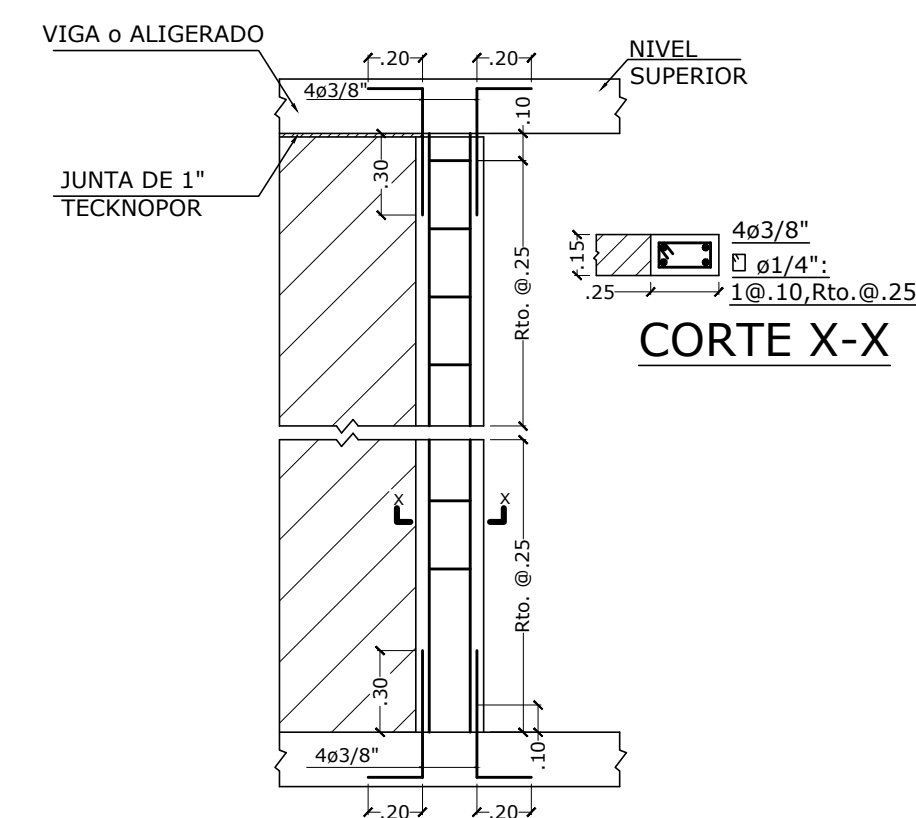
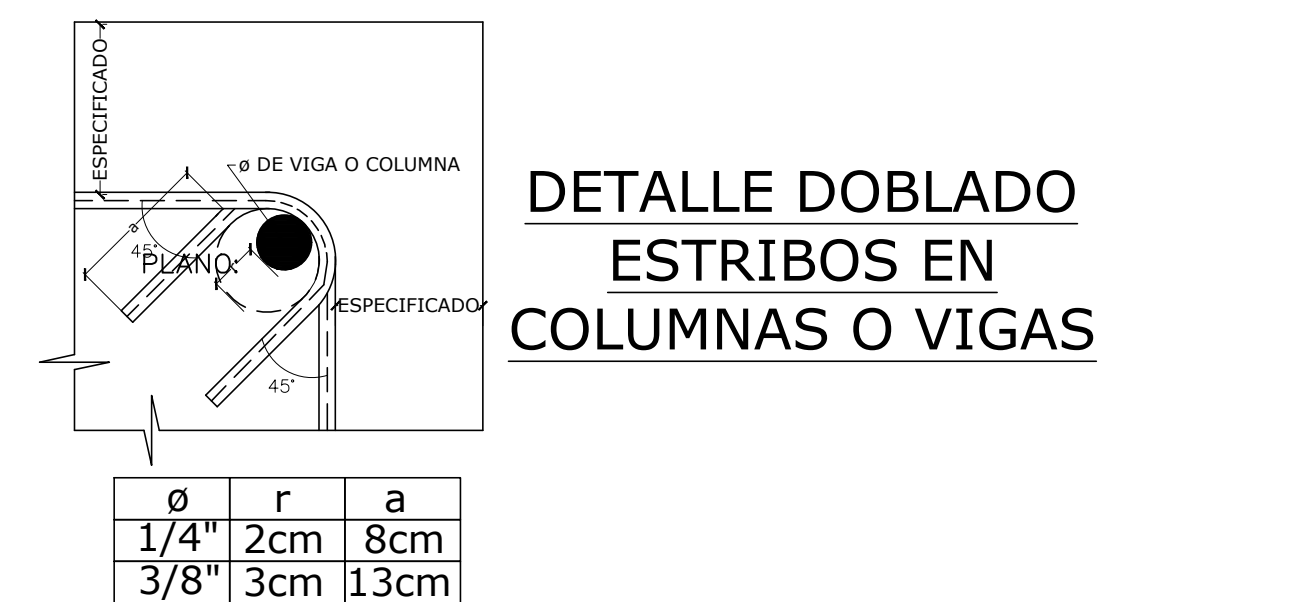
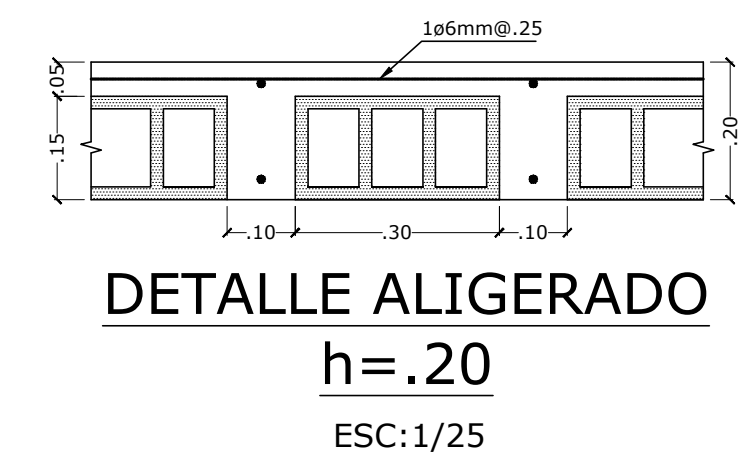
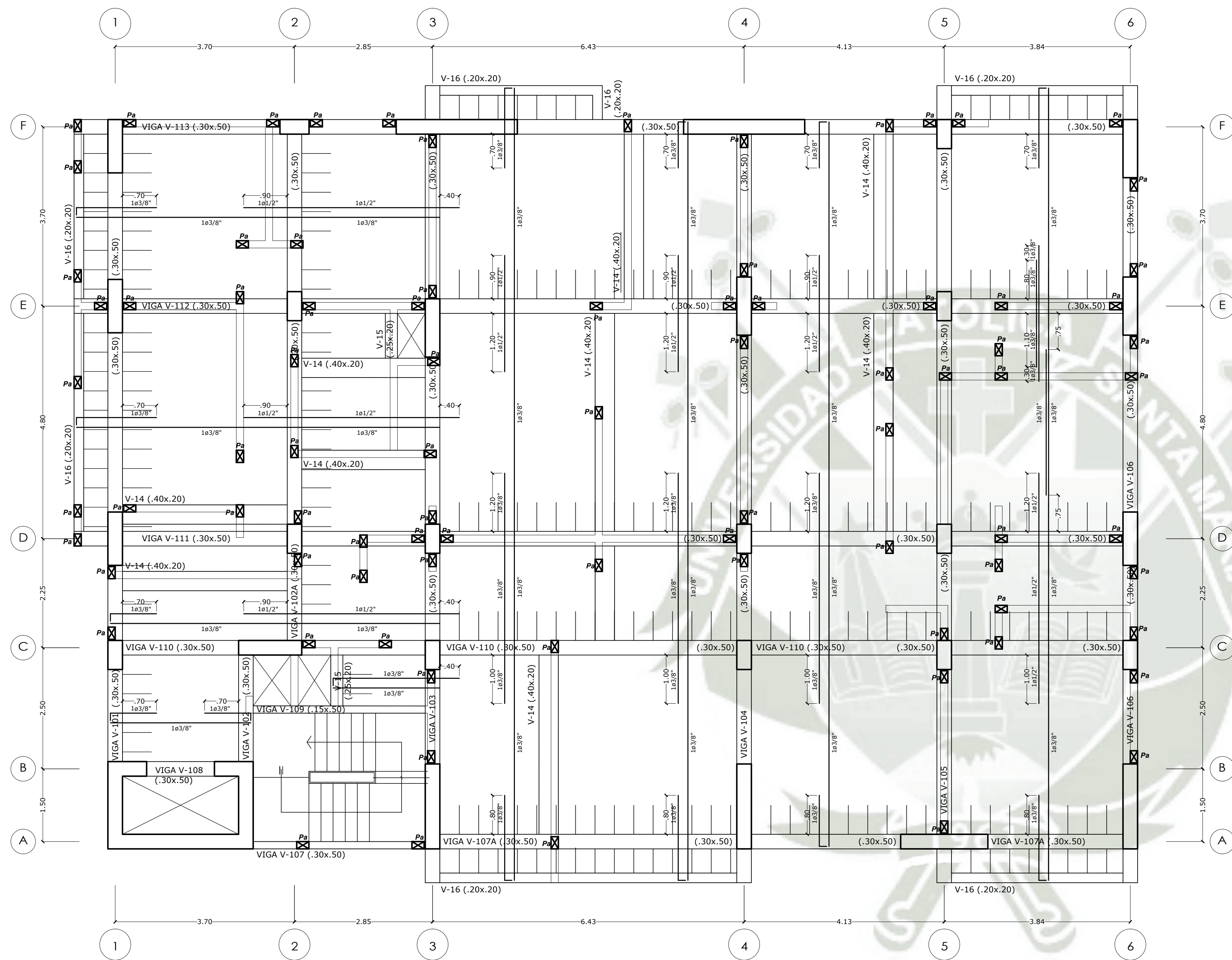


PLACA-11
5to Nivel



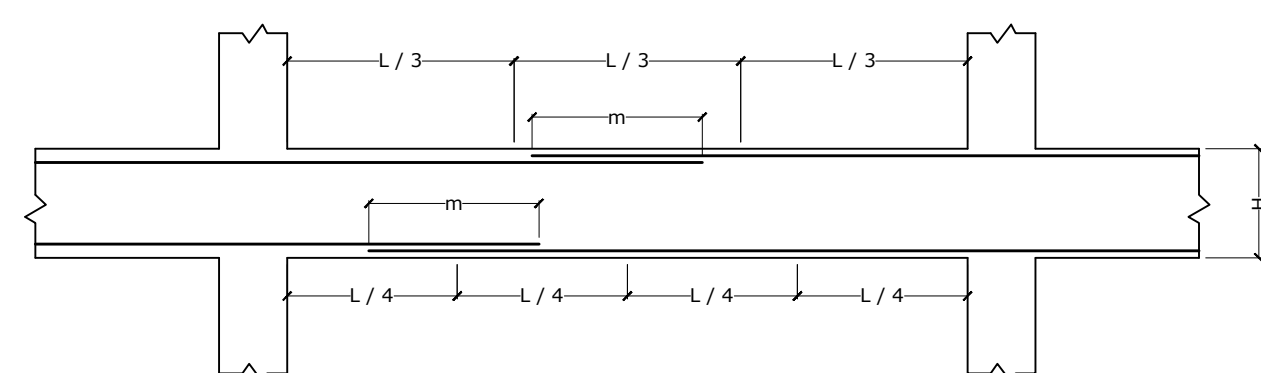
PLACA-11
Del 6to @ 10mo Nivel

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO	



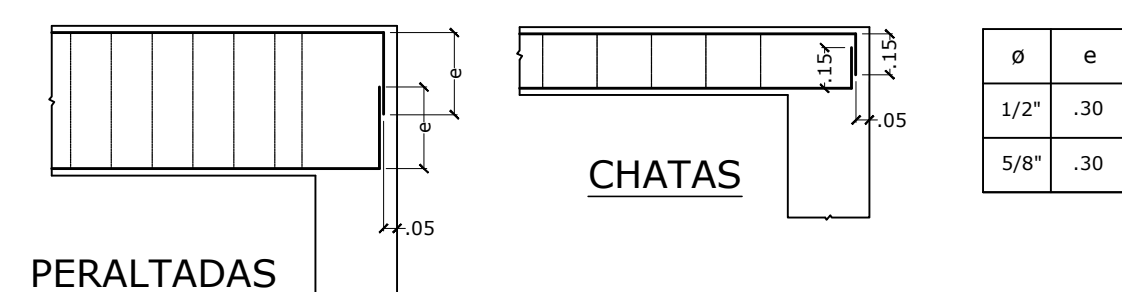
COLUMNETAS Pa
 (Las columnas Pa estarán separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. La junta se rellenará con tecknopor o similar).

ENCOFRADO 7MO & 8VO NIVEL

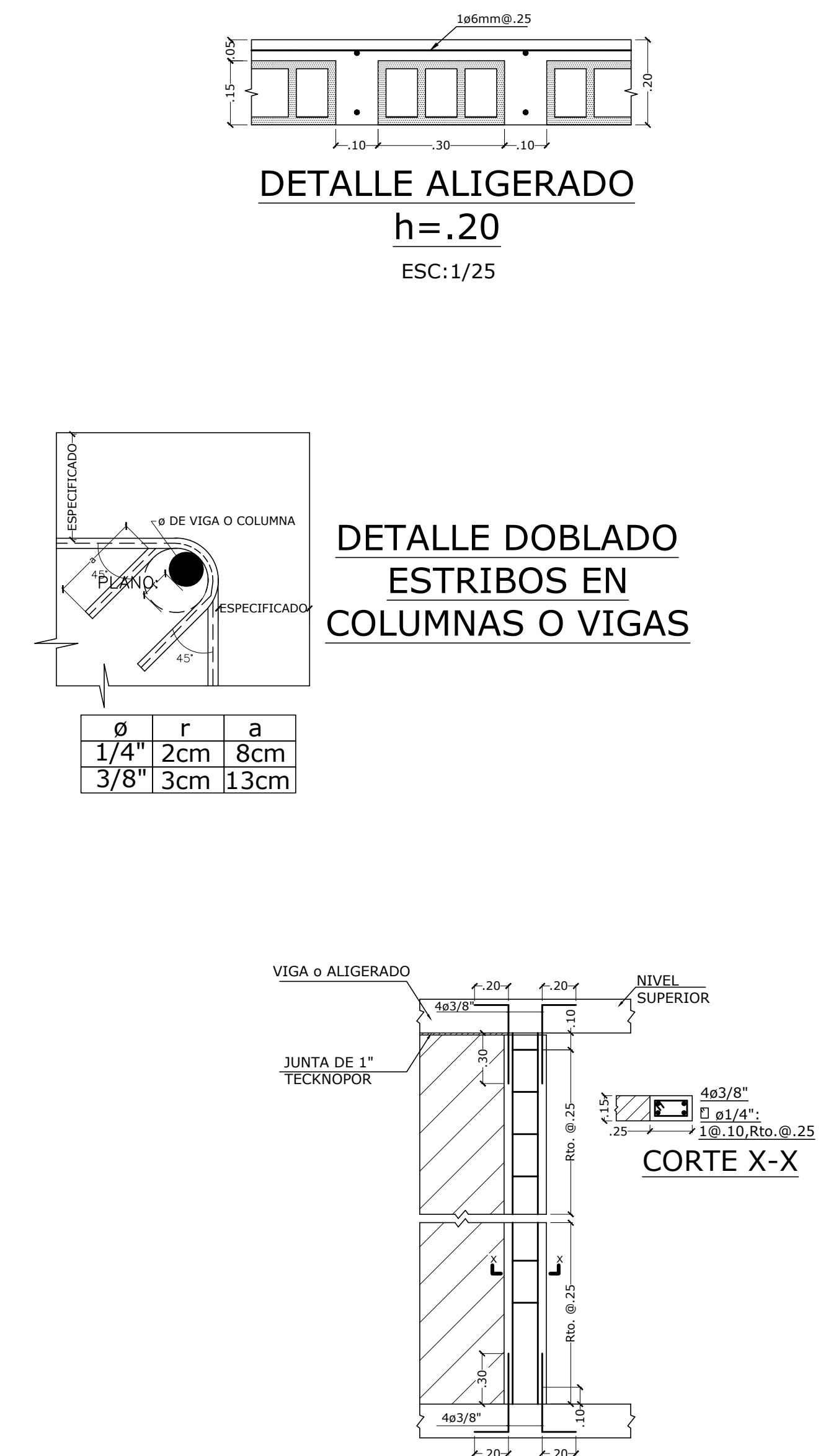


EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m		
ϕ	Refuerzo inferior H cualquiera	Refuerzo superior H < 30 H >= 30
3/8"	40	40 45
1/2"	40	40 45
5/8"	50	45 60
3/4"	65	50 70
1"	115	90 125

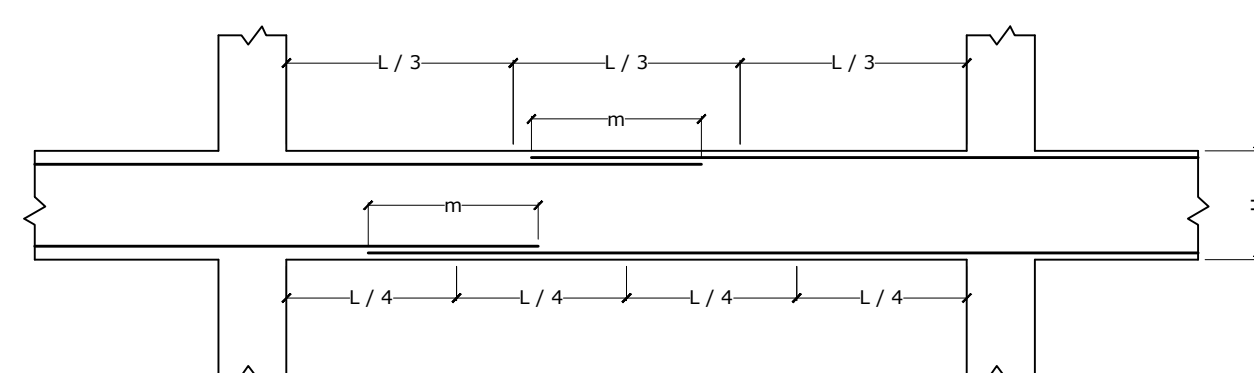


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNIIICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO	



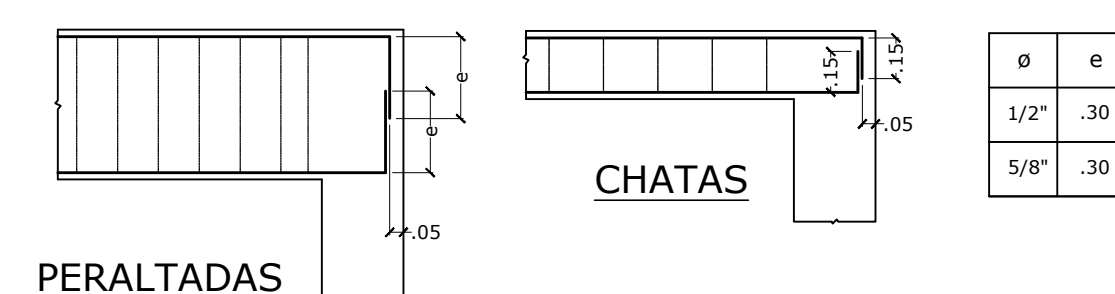
COLUMNETAS Pa

(Las columnas Pa estarán separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. La junta se rellenará con tecknopor o similar).



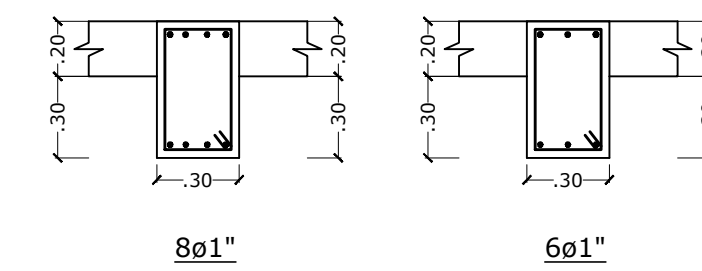
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m			
Ø	Refuerzo inferior H cualquiera	Refuerzo superior	
		H<30	H>=30
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	45
5/8"	50	45	60
3/4"	65	50	70
1"	115	90	125



ANCLAJE DE VIGAS

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	E-7
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO	



Technical drawing of a reinforced concrete beam showing longitudinal and cross-sectional views with reinforcement details.

Longitudinal Section Details:

- Top reinforcement: $2\phi 3/4"$ (at left), $1\phi 3/4"$ (at right).
- Bottom reinforcement: $2\phi 1"$ (at left), $1\phi 3/4"$ (at right).
- Stirrups: $1\phi 3/8": 1@.05, 10@.10, 8@.15, Rto.@.20$ (at left), $1\phi 3/8": 1@.05, 10@.10, 8@.15, Rto.@.20$ (at right).
- Dimensions: .70, .80, .60, .55, .110, .370, .110, .220, .110.

Cross-Section Details:

- Top reinforcement: $2\phi 3/4"$ (at left), $1\phi 3/4"$ (at right).
- Bottom reinforcement: $2\phi 1"$ (at left), $1\phi 3/4"$ (at right).
- Stirrups: $1\phi 3/8": 1@.05, 10@.10, 8@.15, Rto.@.20$ (at left), $1\phi 3/8": 1@.05, 10@.10, 8@.15, Rto.@.20$ (at right).
- Dimensions: .70, .80, .60, .55, .110, .370, .110, .220, .110.

Structural drawing of a reinforced concrete beam showing top and bottom reinforcement details. The drawing includes dimensions for bar spacing and lengths, and labels for reinforcement specifications.

Top Reinforcement Details:

- Bar 1: $3\phi 3/4"$ (Length: .70)
- Bar 2: $2\phi 3/4"$ (Length: .80)
- Bar 3: $2\phi 3/4"$ (Length: .60)
- Bar 4: $2\phi 5/8"$ (Length: .80)
- Bar 5: $2\phi 5/8"$ (Length: 1.25)
- Bar 6: $2\phi 3/4"$ (Length: 1.25)
- Bar 7: $3\phi 5/8"$ (Length: .75)
- Bar 8: $2\phi 3/4"$ (Length: .75)
- Bar 9: $1\phi 5/8"$ (Length: .75)

Bottom Reinforcement Details:

- Bar 1: $2\phi 3/4"$ (Length: .80)
- Bar 2: $1\phi 5/8"$ (Length: .70)
- Bar 3: $1\phi 5/8"$ (Length: .60)
- Bar 4: $2\phi 3/4"$ (Length: .60)
- Bar 5: $1\phi 5/8"$ (Length: .60)
- Bar 6: $1\phi 5/8"$ (Length: 1.25)
- Bar 7: $2\phi 3/4"$ (Length: 1.25)
- Bar 8: $2\phi 5/8"$ (Length: 1.25)
- Bar 9: $2\phi 5/8"$ (Length: .75)
- Bar 10: $2\phi 3/4"$ (Length: .75)

Reinforcement Specifications:

- 1 $3\phi 3/8"$: 1 @ .05, Rto. @ .10
- 1 $3\phi 3/8"$: 1 @ .05, 10 @ .10, 8 @ .15, Rto. @ .20
- 1 $3\phi 3/8"$: 1 @ .05, 10 @ .10, 8 @ .15, Rto. @ .20
- 1 $3\phi 3/8"$: 1 @ .05, 10 @ .10, 8 @ .15, Rto. @ .20

[illegible]

Technical drawing of a reinforced concrete beam cross-section and longitudinal section. The top part shows a cross-section with dimensions: 105/8" (width), 203/4" (height), and 1.40 (length). The bottom part shows a longitudinal section with dimensions: 1.80, 4.20, 3.25, and 0.30. The drawing includes a scale bar and a north arrow.

Structural drawing of a reinforced concrete beam showing top and bottom reinforcement details. The top reinforcement includes 1#5/8" bars at the ends and 2#5/8" bars in the middle. The bottom reinforcement includes 2#5/8" bars. Dimensions for bar spacing and lengths are provided.

Top Reinforcement Details:

- Ends: 1#5/8" bars, .60' spacing.
- Intermediate: 2#5/8" bars, 1.40' spacing.
- Ends: 1#5/8" bars, 1.10' spacing.

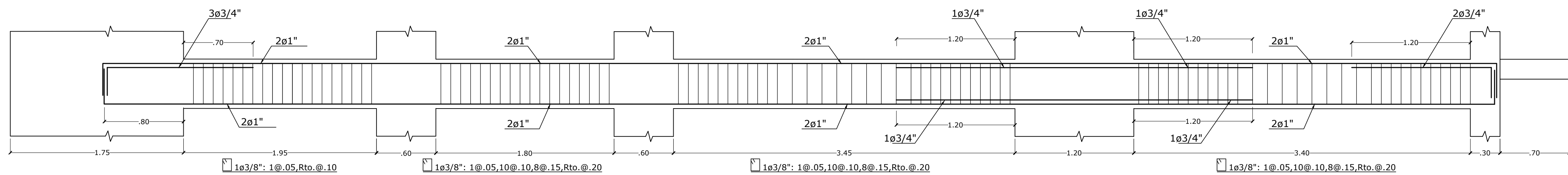
Bottom Reinforcement Details:

- Ends: 2#5/8" bars, .60' spacing.
- Intermediate: 2#5/8" bars, 4.20' spacing.
- Ends: 2#5/8" bars, .60' spacing.

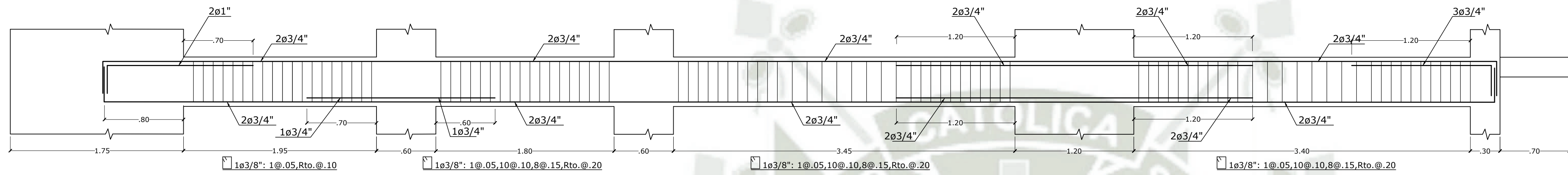
Reinforcement Schedules:

- Top: 1#5/8" 1@.05, Rto. @.10
- Bottom: 2#5/8" 1@.05, 10@.10, 8@.15, Rto. @.20

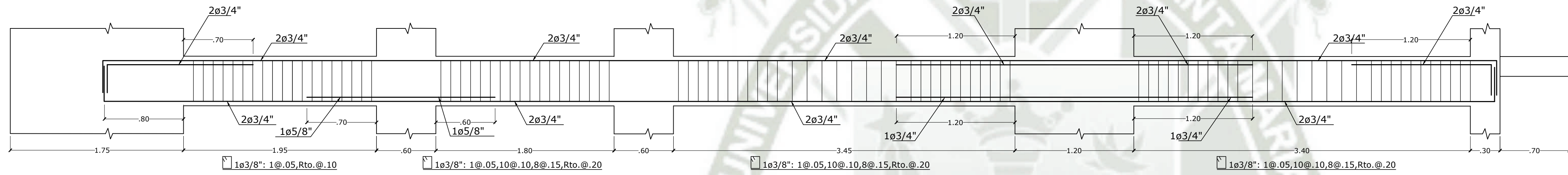
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	E-8
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO	



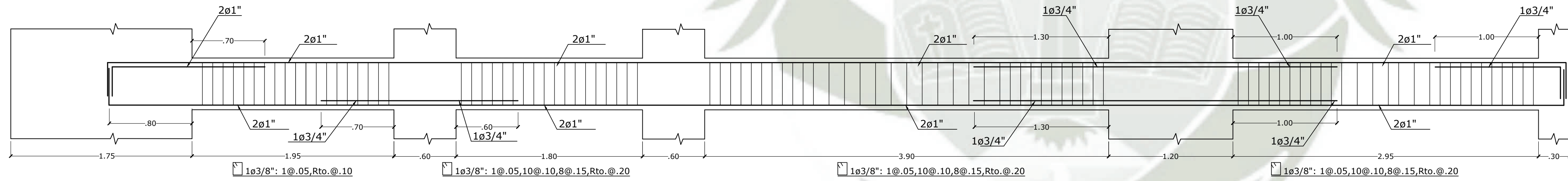
VIGA V-103 (.30x.50)



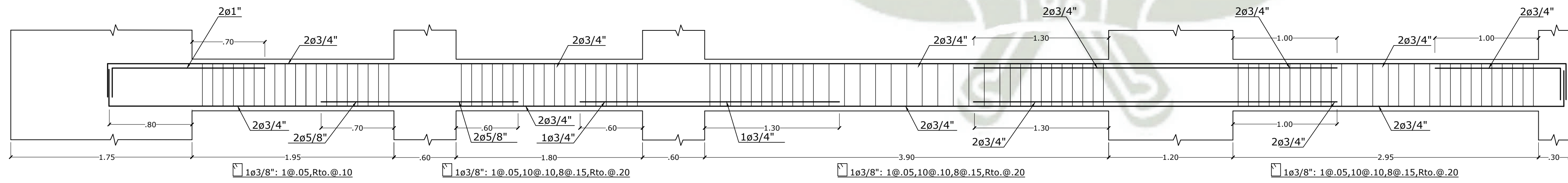
VIGA V-203 (.30x.50)



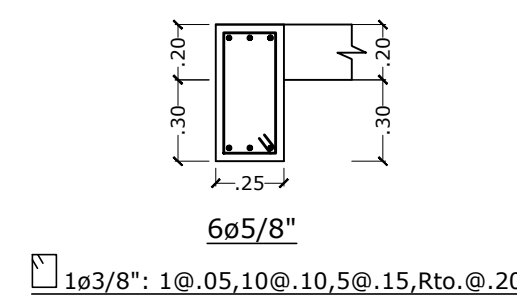
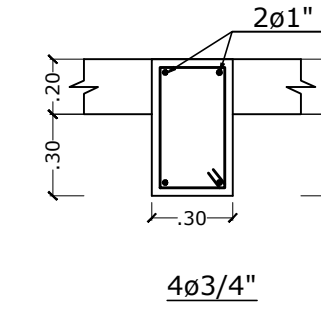
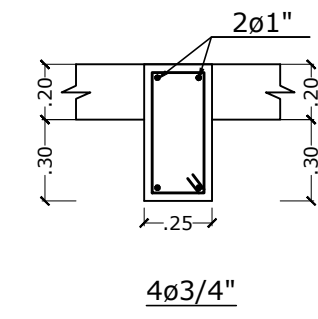
VIGA V-303 (.30x.50)



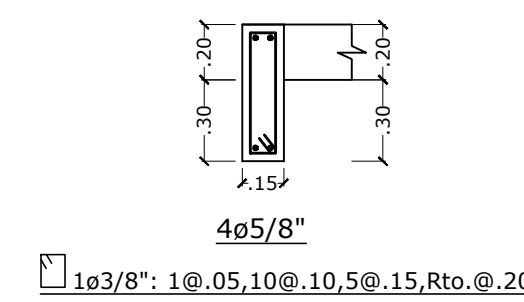
VIGA V-104 (.30x.50)



VIGA V-204 (.30x.50)

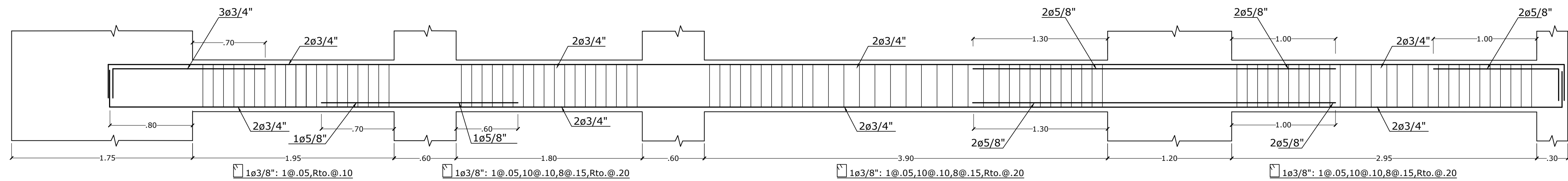


VIGA V-108
(.25x.50)

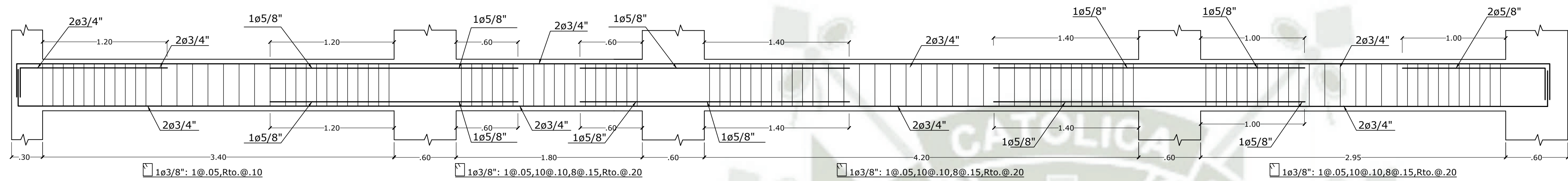


VIGA V-109
(.15x.50)

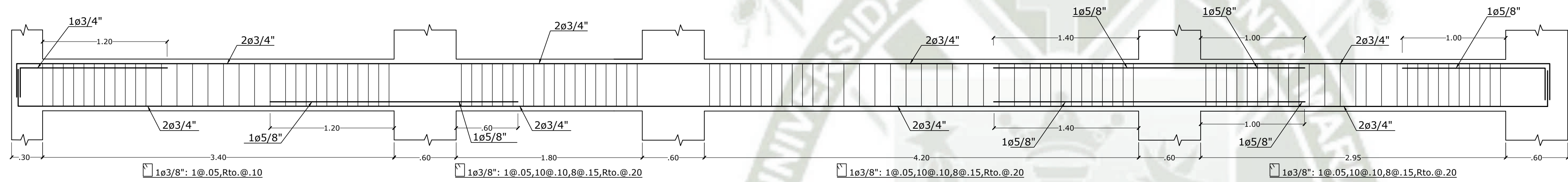
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO	E-9



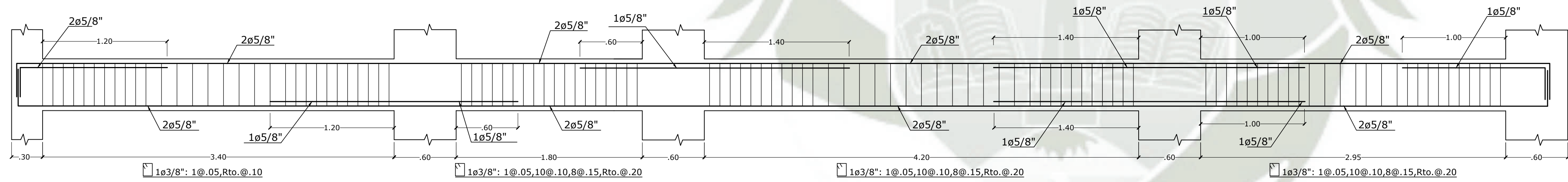
VIGA V-304 (.30x.50)



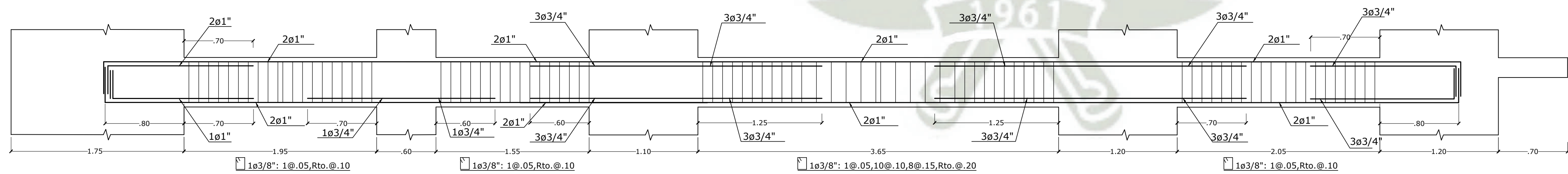
VIGA V-105 (.30x.50)



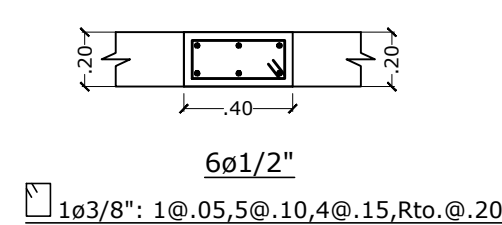
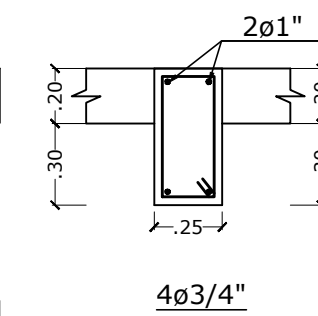
VIGA V-205 (.30x.50)



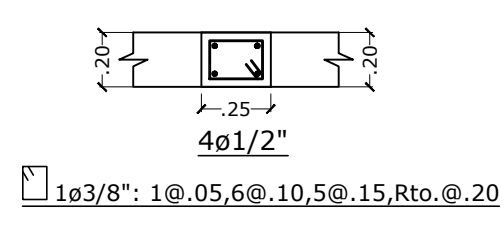
VIGA V-305 (.30x.50)



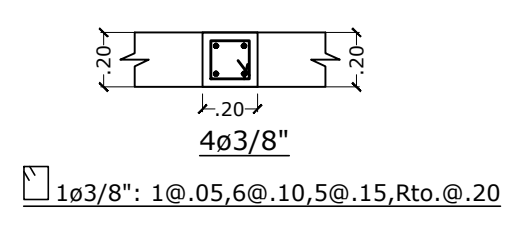
VIGA V-106 (.30x.50)



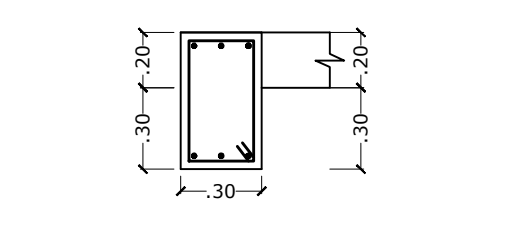
VIGA V-14
(.40x.20)



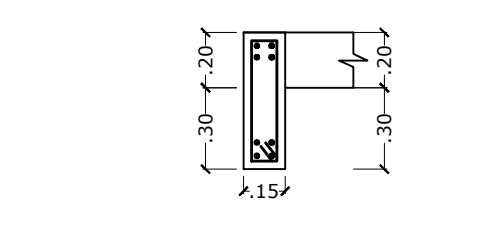
VIGA V-15
(.25x.20)



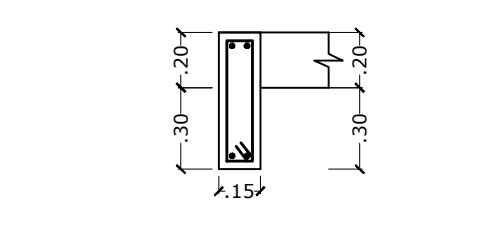
VIGA V-16
(.20x.20)



VIGA V-102
(.30x.50)

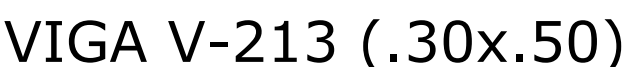
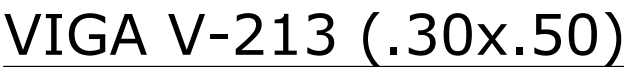
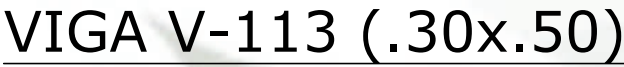
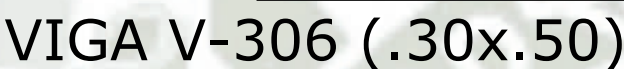
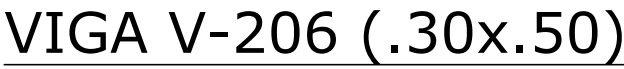


VIGA V-107
(.15x.50)

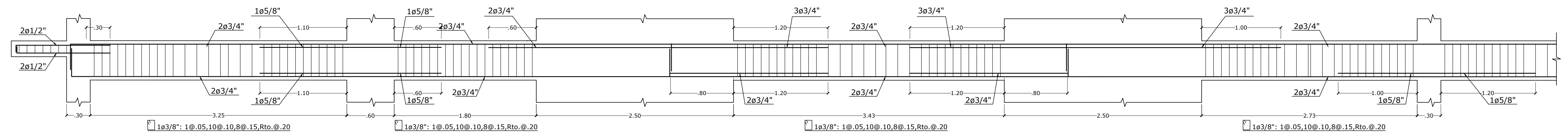


VIGA V-207
(.15x.50)

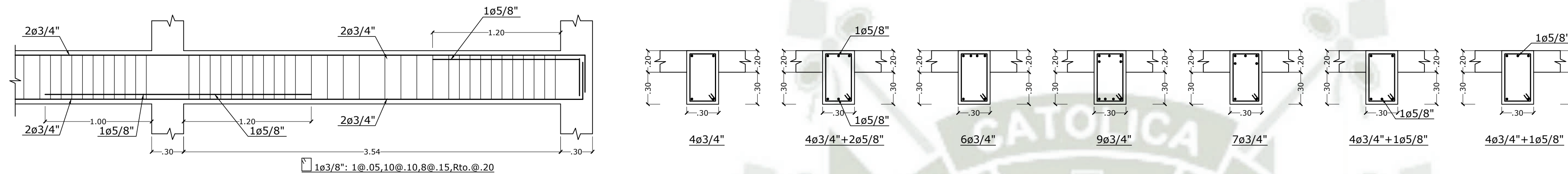
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO	



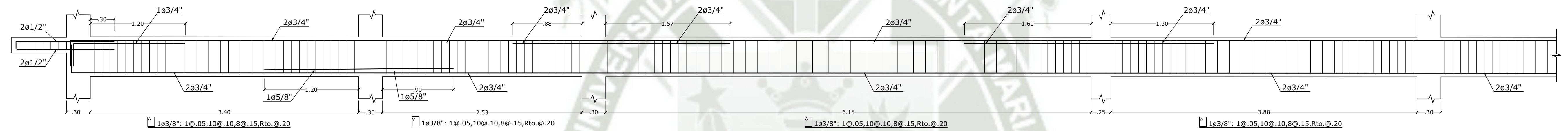
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	E-11
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO	



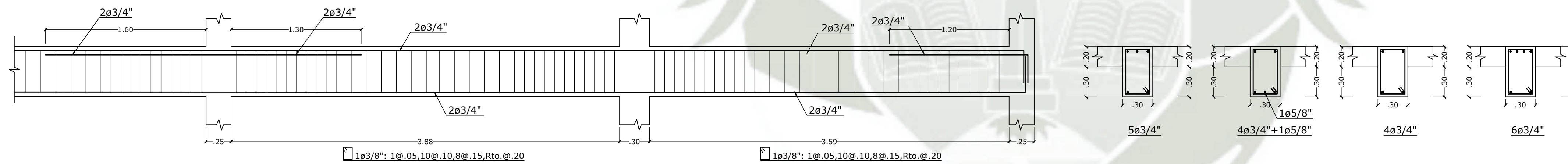
VIGA V-313 (.30x.50)



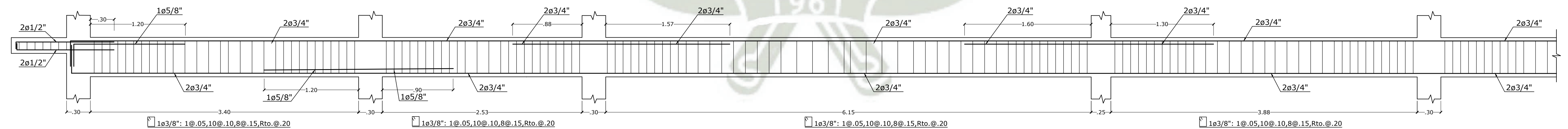
VIGA V-313 (.30x.50)



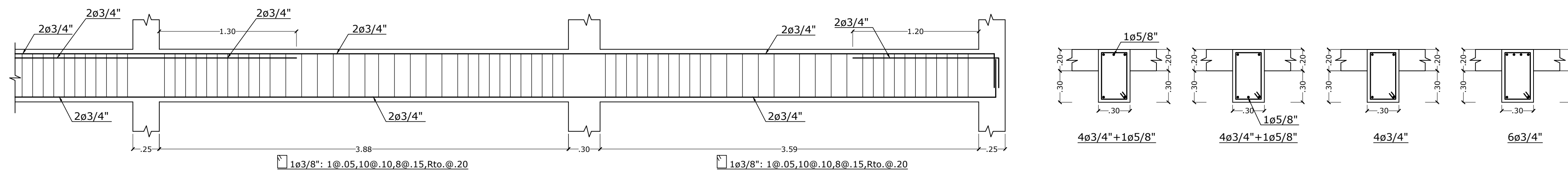
VIGA V-112 (.30x.50)



VIGA V-112 (.30x.50)

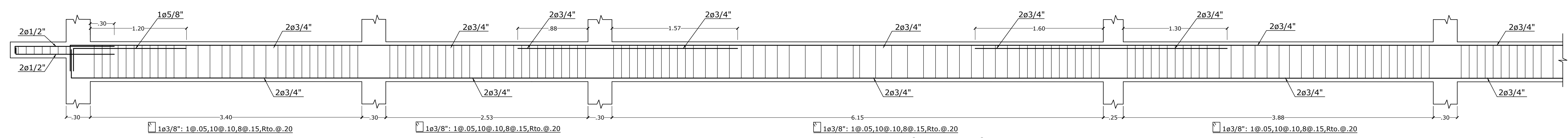


VIGA V-212 (.30x.50)

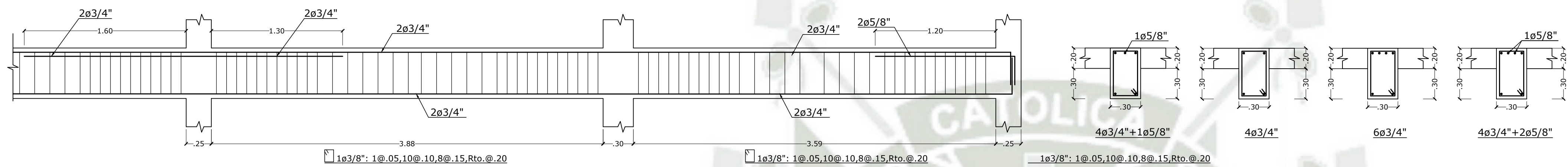


VIGA V-212 (.30x.50)

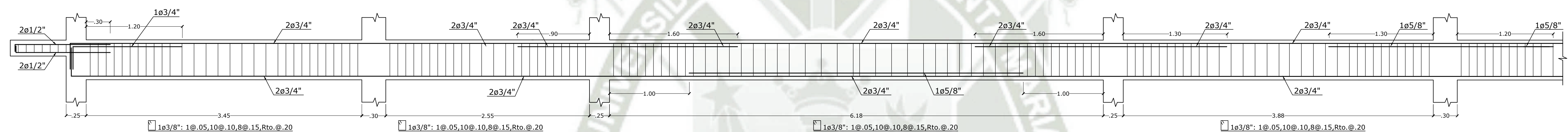
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO	E-12



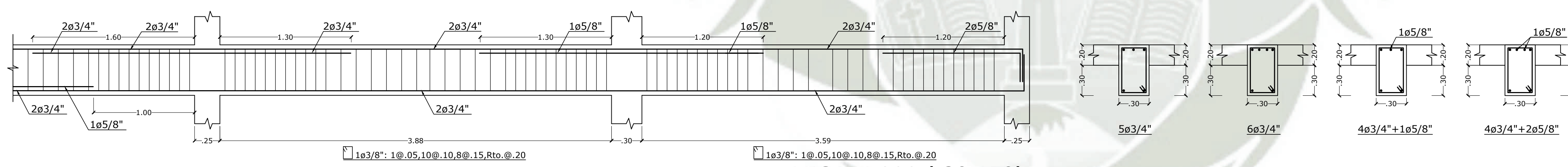
VIGA V-312 (.30x.50)



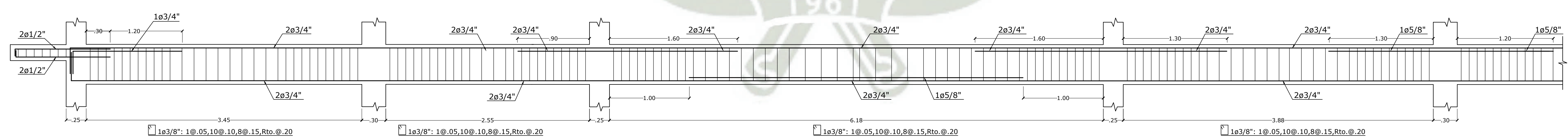
VIGA V-312 (.30x.50)



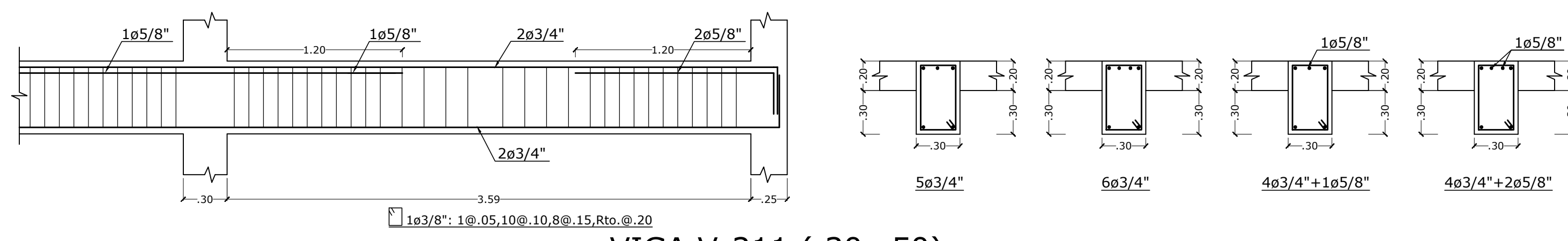
VIGA V-111 (.30x.50)



VIGA V-111 (.30x.50)

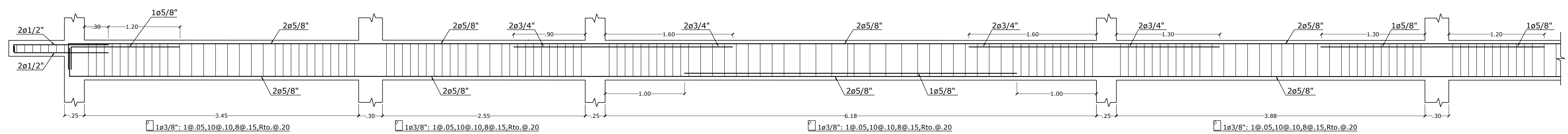


VIGA V-211 (.30x.50)

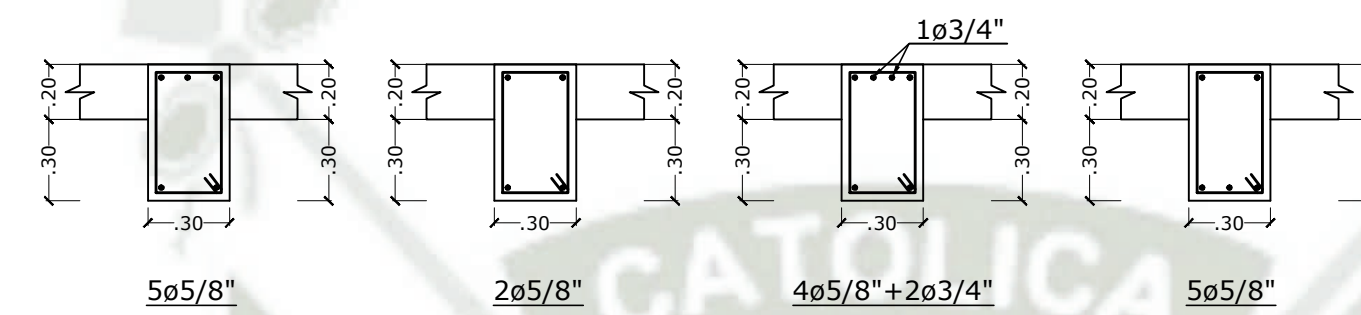
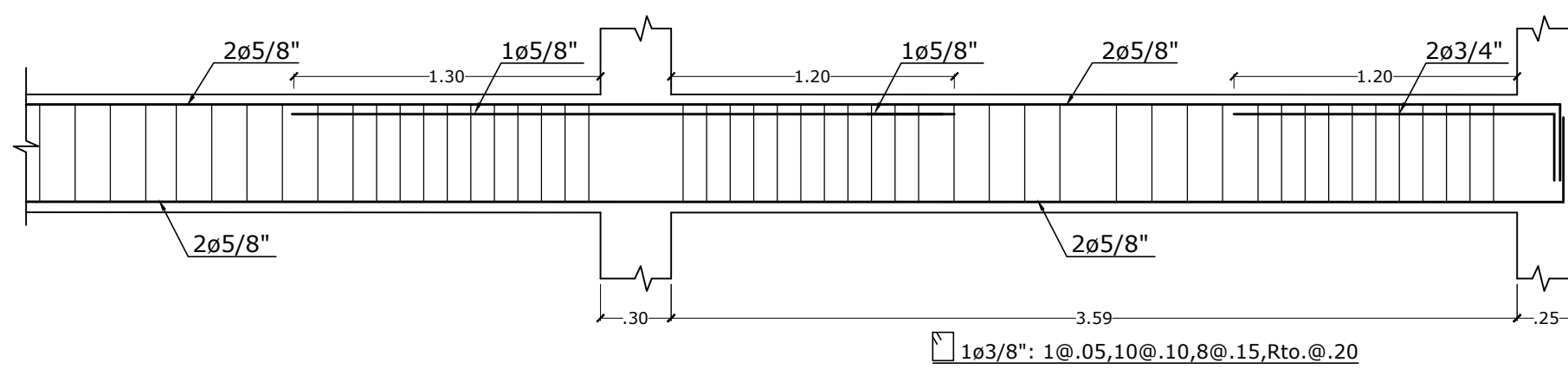


VIGA V-211 (.30x.50)

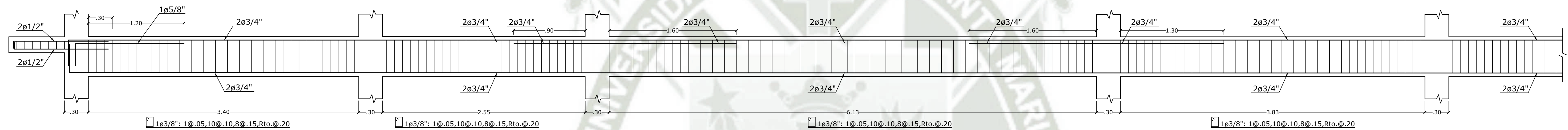
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO



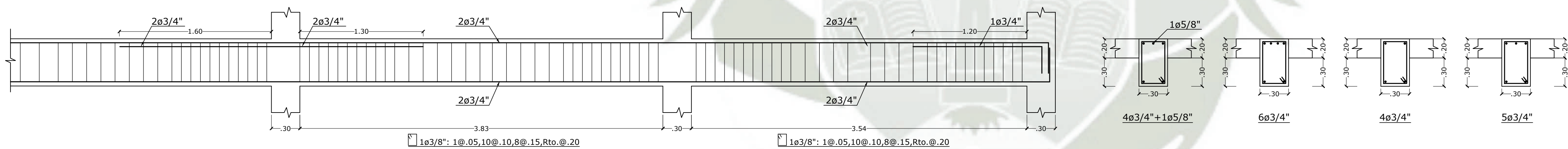
VIGA V-311 (.30x.50)



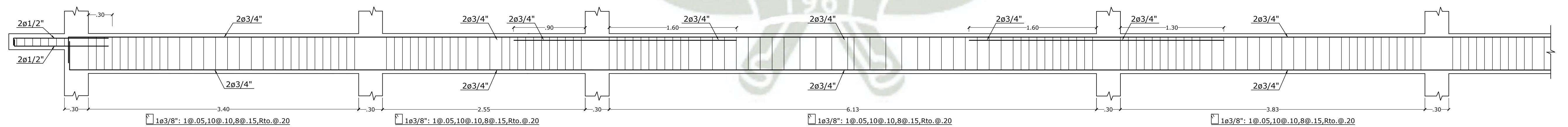
VIGA V-311 (.30x.50)



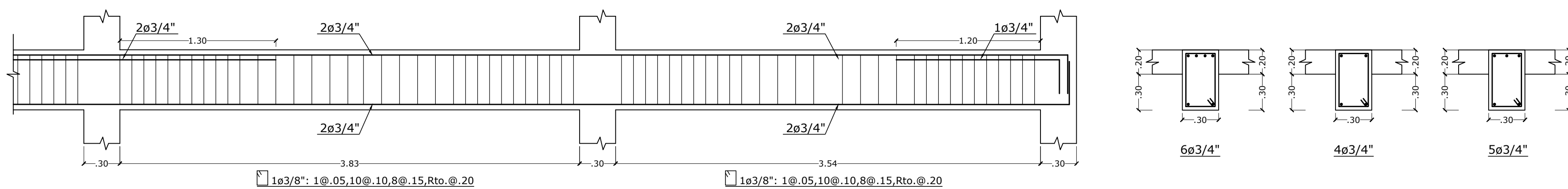
VIGA V-110 (.30x.50)



VIGA V-110 (.30x.50)

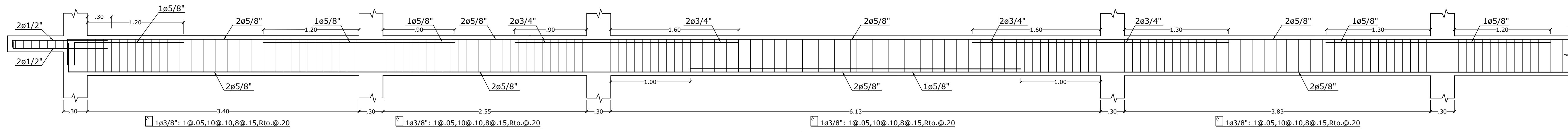


VIGA V-210 (.30x.50)

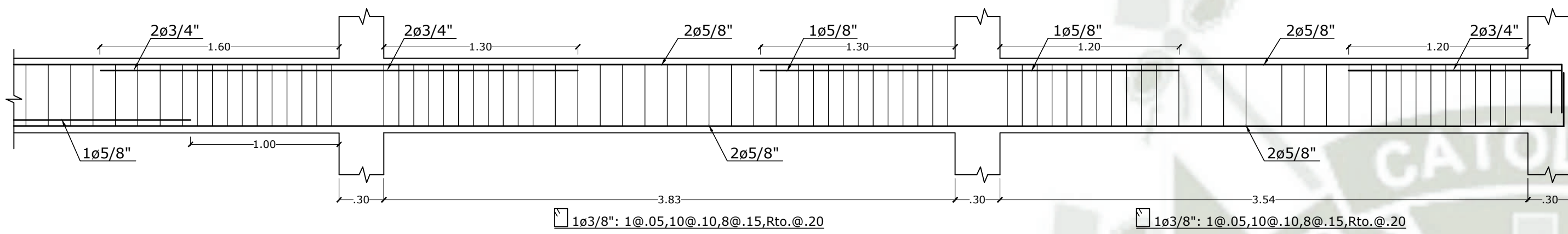


VIGA V-210 (.30x.50)

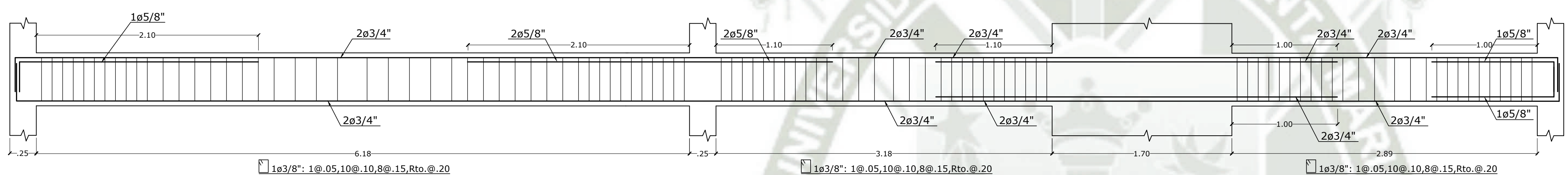
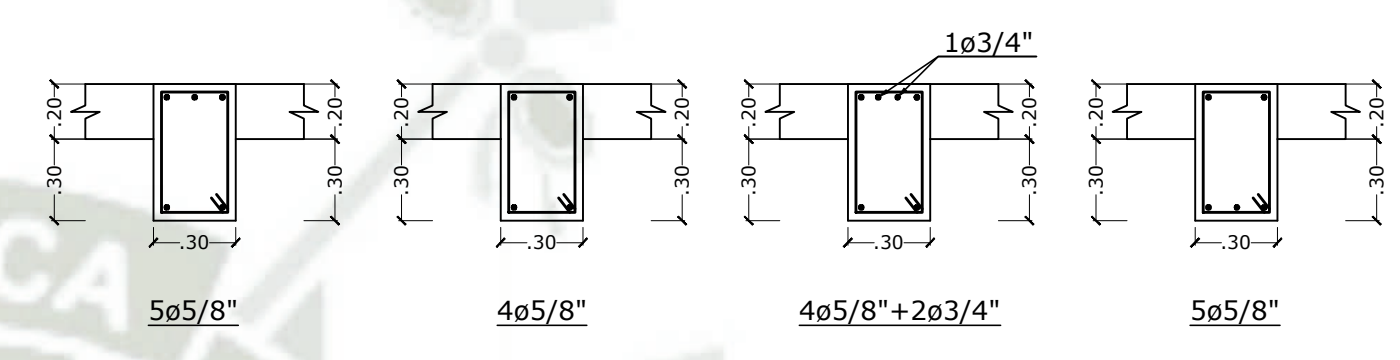
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	E-14
PLANO:	EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO	



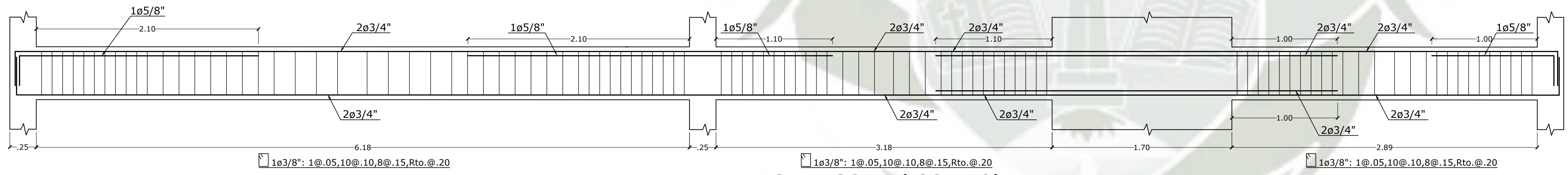
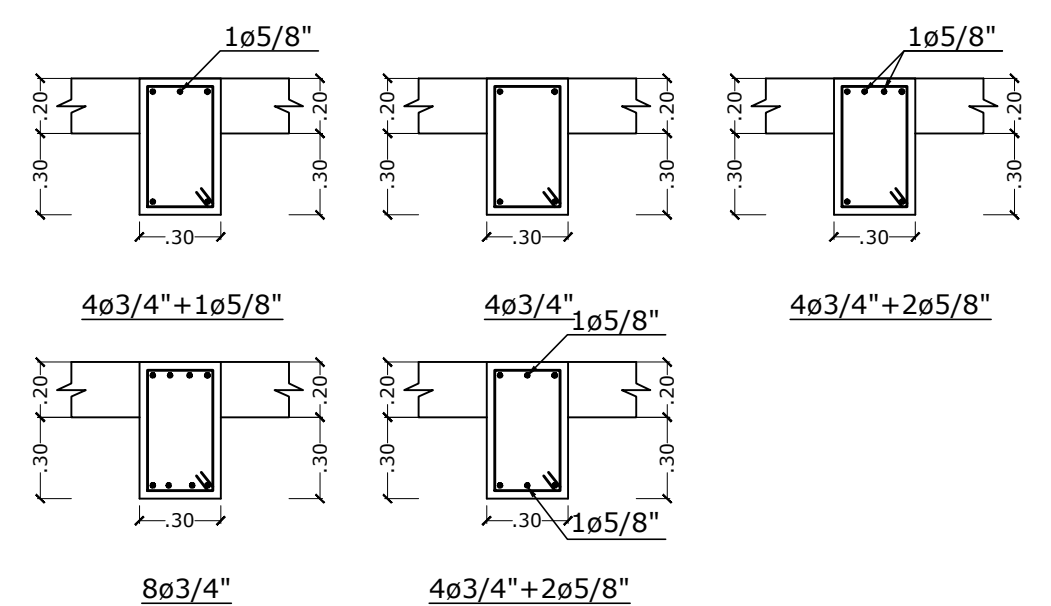
VIGA V-310 (.30x.50)



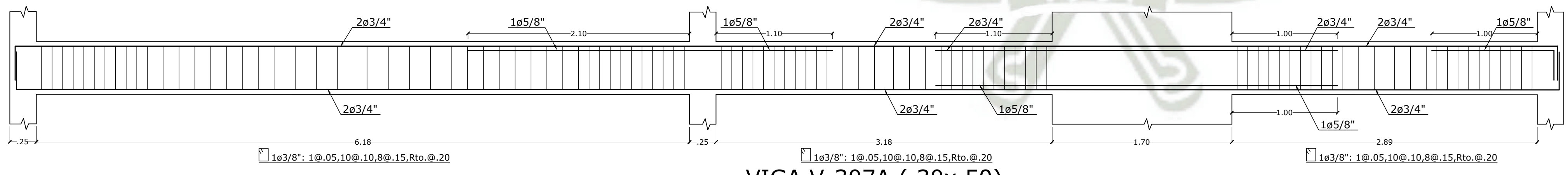
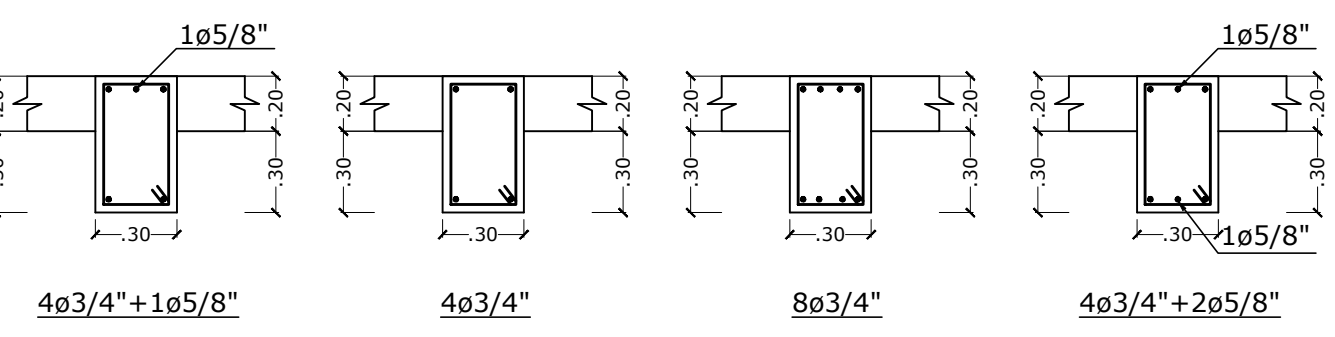
VIGA V-310 (.30x.50)



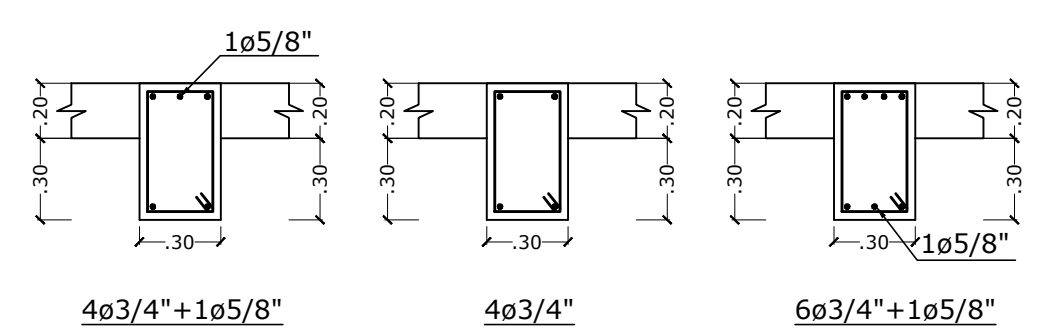
VIGA V-107A (.30x.50)

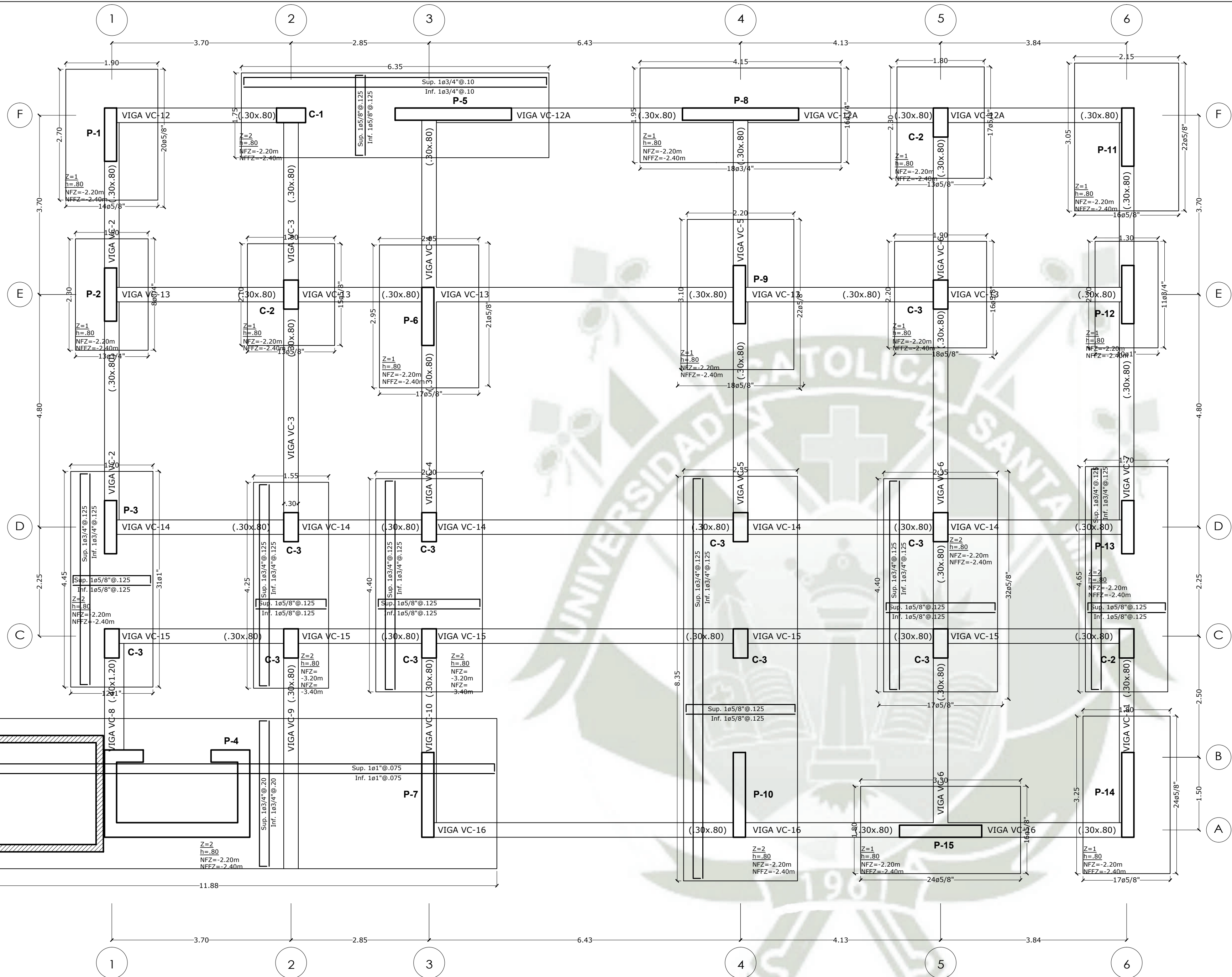


VIGA V-207A (.30x.50)



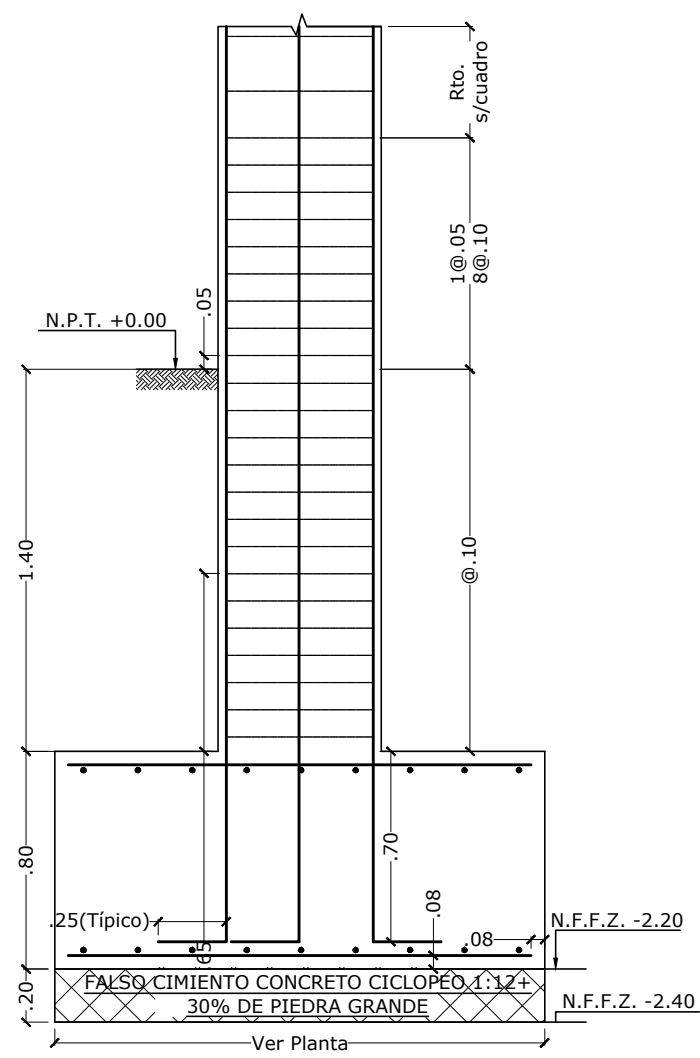
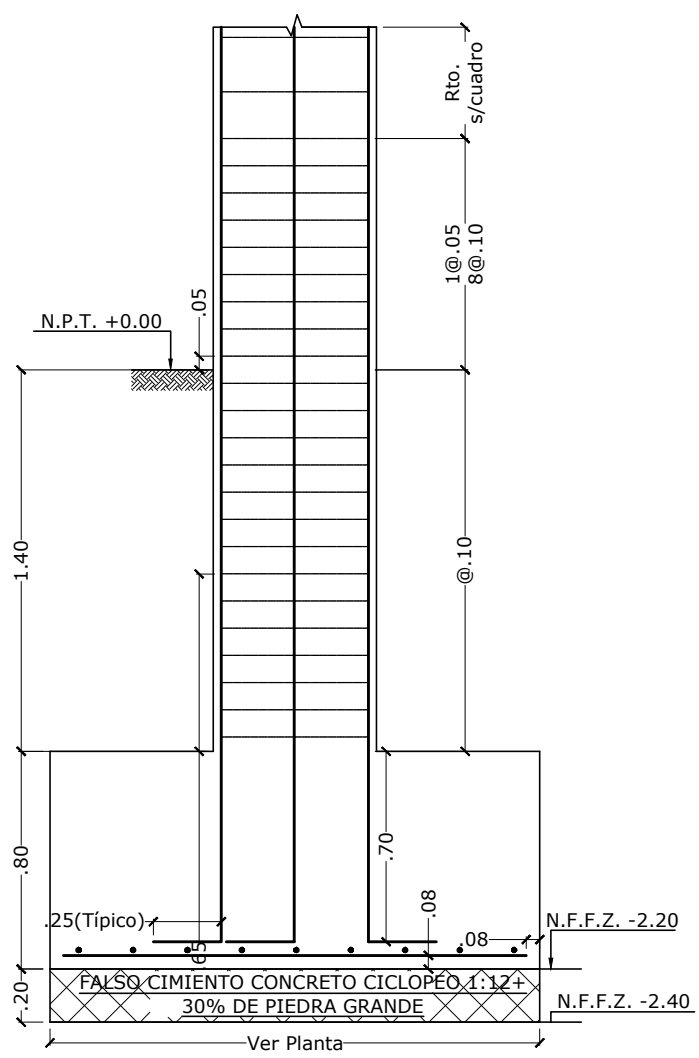
VIGA V-307A (.30x.50)





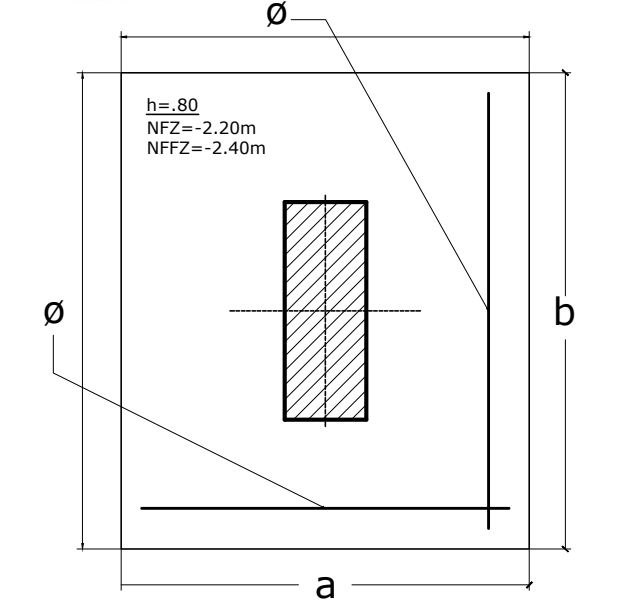
ESPECIFICACIONES GENERALES
f'c=280 kg/cm²
f'y=4200 kg/cm²
S/C= indicadas
RECUBRIMIENTOS
Columnas - Vigas =4.0cm
Aligerado- Losas - Vigas chatas =2.0cm
Zapatas =8.0cm
ESPECIFICACIONES PARA MUROS DE LADRILLO
f'm=65 kg/cm²
Unidad de albañilería: Tipo Mecanizado
Tipo de mortero =1:4 (Cemento:Arena)
NORMAS UTILIZADAS
E.020 CARGAS
E.030 DISEÑO SISMORESISTENTE
E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES
E.060 CONCRETO ARMADO
E.070 ALBAÑILERIA
E.090 ESTRUCTURAS METALICAS

SISMO X-X	SISMO Y-Y
Z=0.35 U=1.00 S=1.15 Tp=0.6s TI=2.0s	Z=0.35 U=1.00 S=1.15 Tp=0.6s TI=2.0s
Sistema Estructural Sismorresistente :	Sistema Estructural Sismorresistente :
Muros Estructurales C =2.5 Hn =26.5 m Ct =60 T =0.44 s R =6.0	Muros estructurales C =2.5 Hn =26.5 m Ct =60 T =0.44 s R =6.0

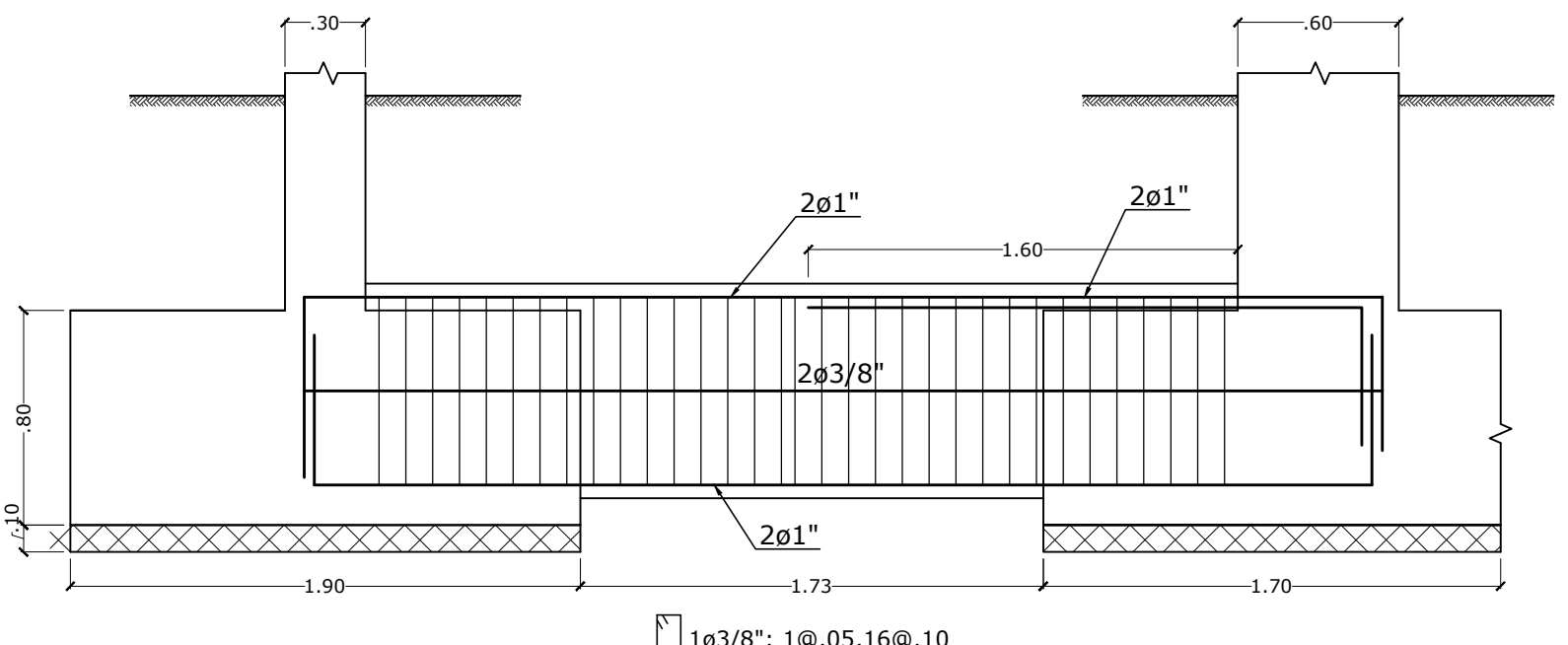


DETALLE DE ZAPATAS
Z-1

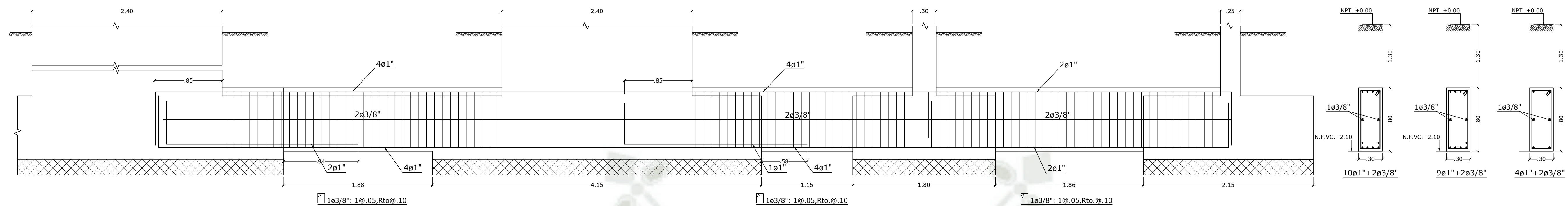
DETALLE DE ZAPATAS
Z-2



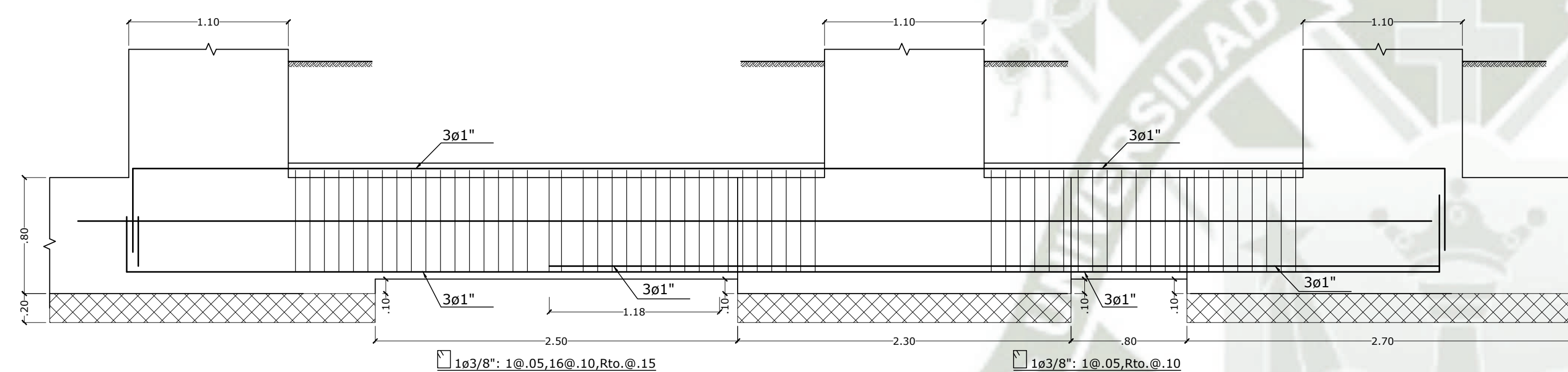
DETALLE DE ZAPATAS



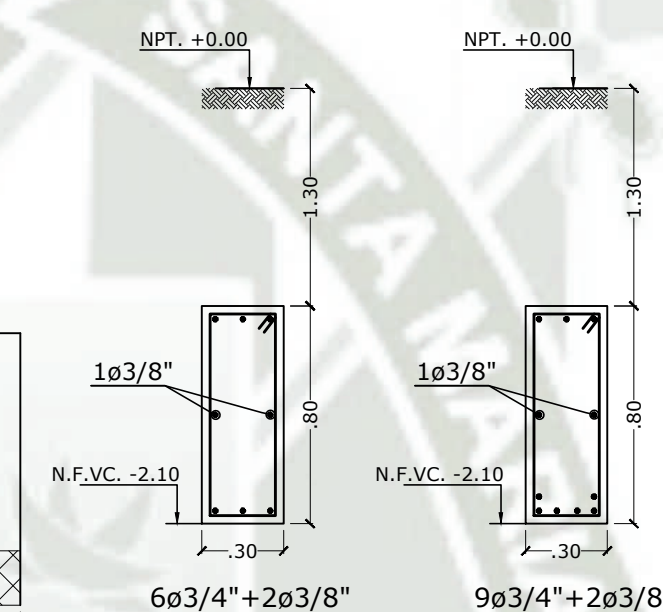
VIGA VC-12(.30x0.80)



VIGA VC-12A (.30x0.80)

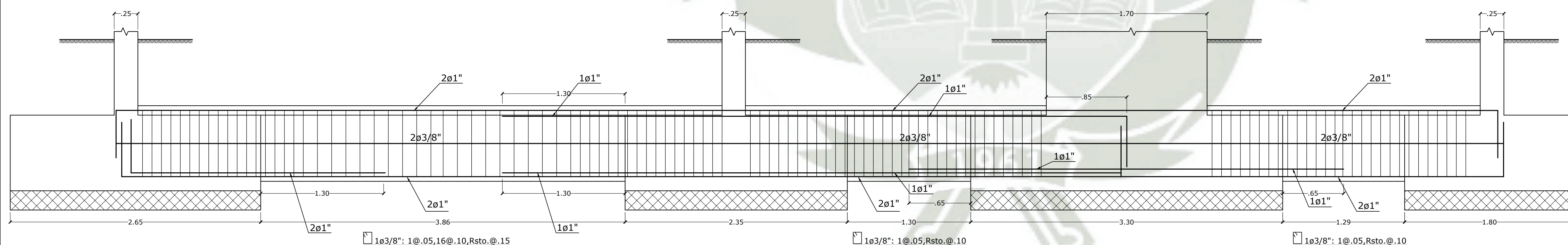
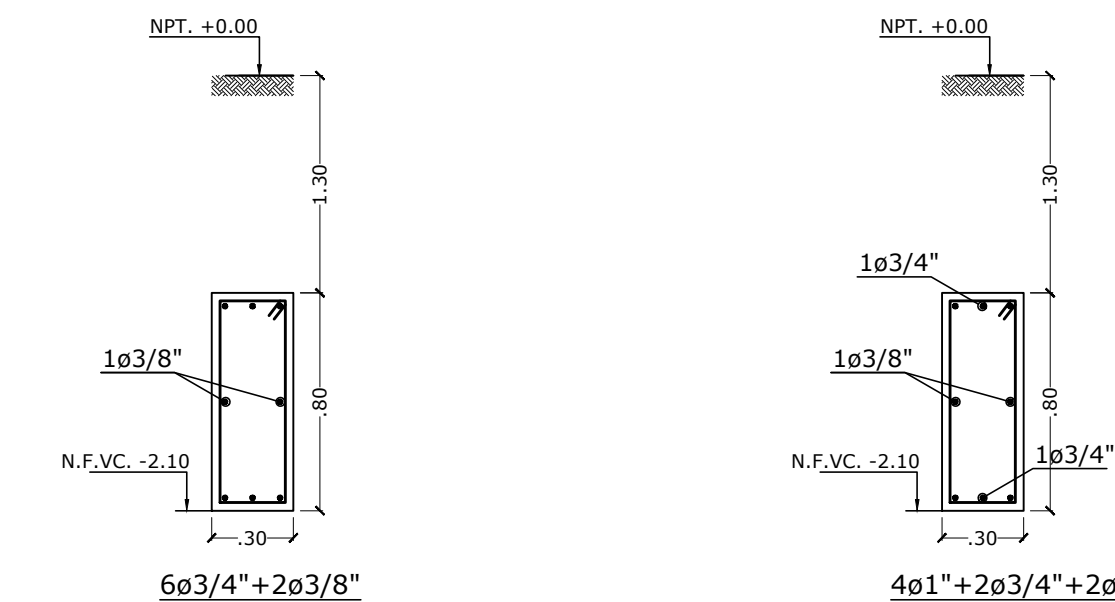


VIGA VC-2 (.30x.80)

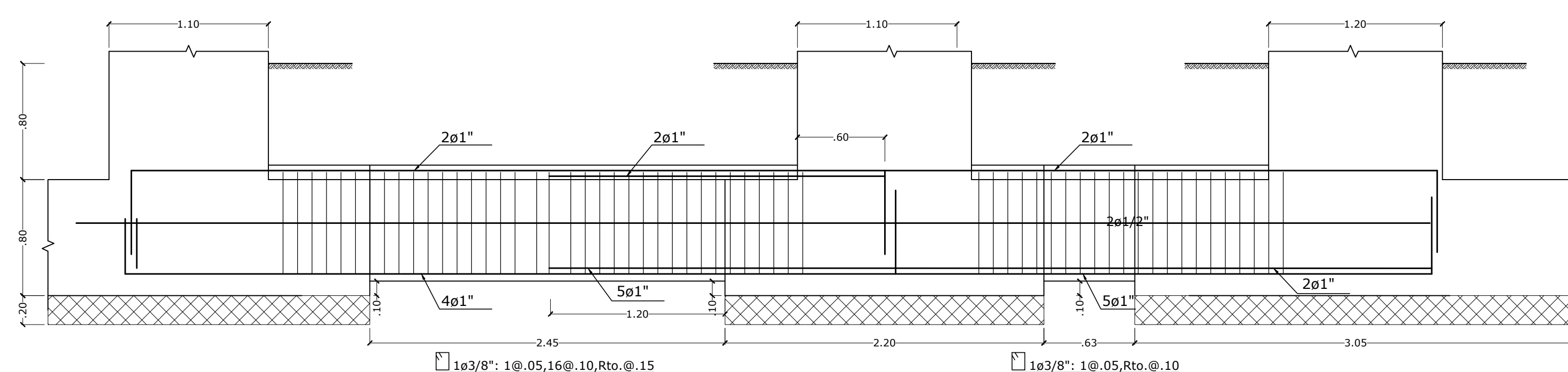
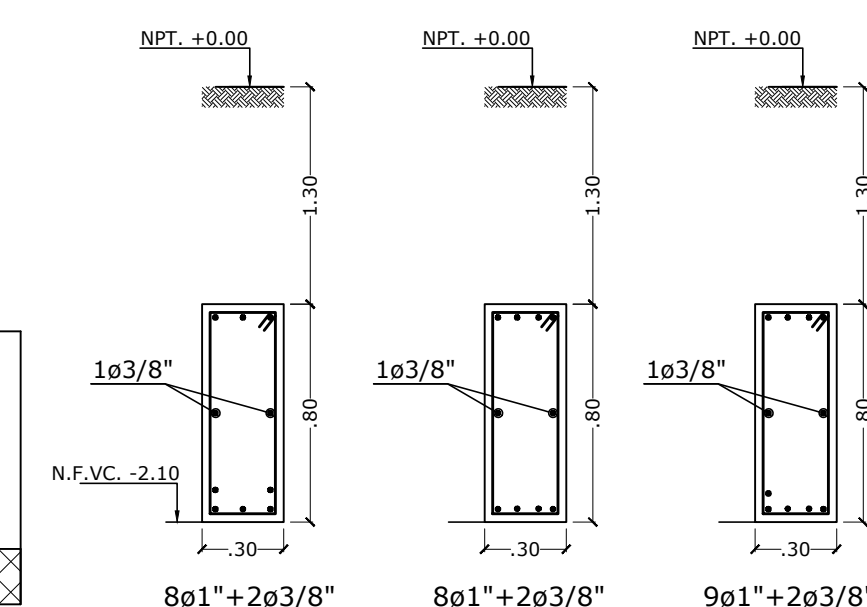


VIGA VC-13 (.30x.80)

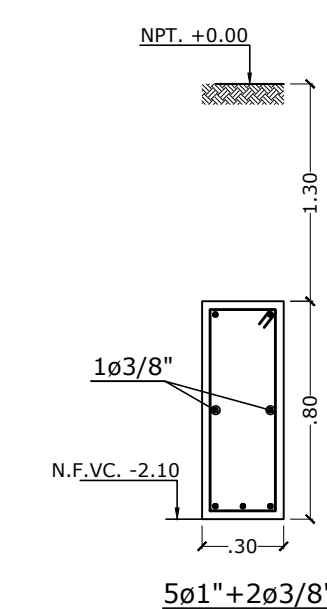
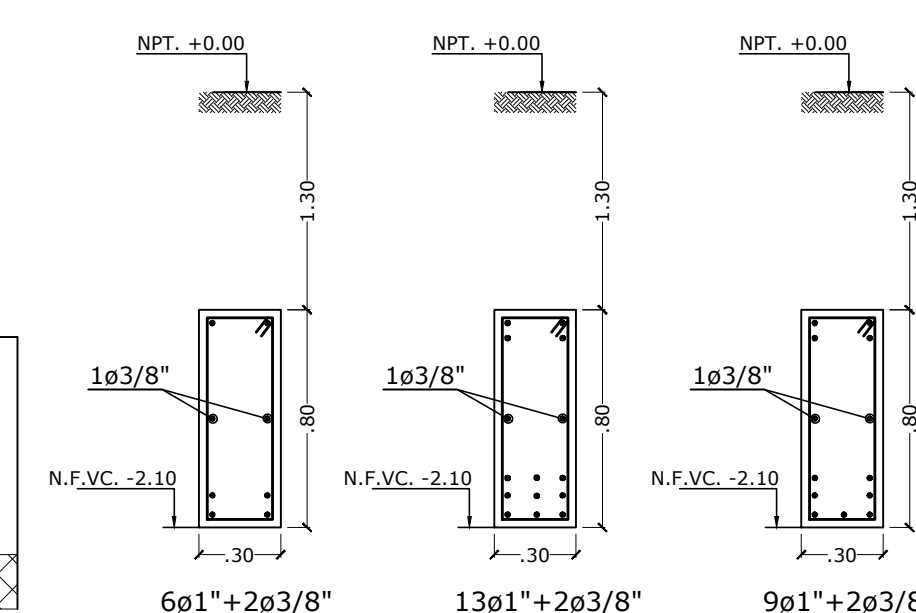
VIGA VC-14 (.30x.80)



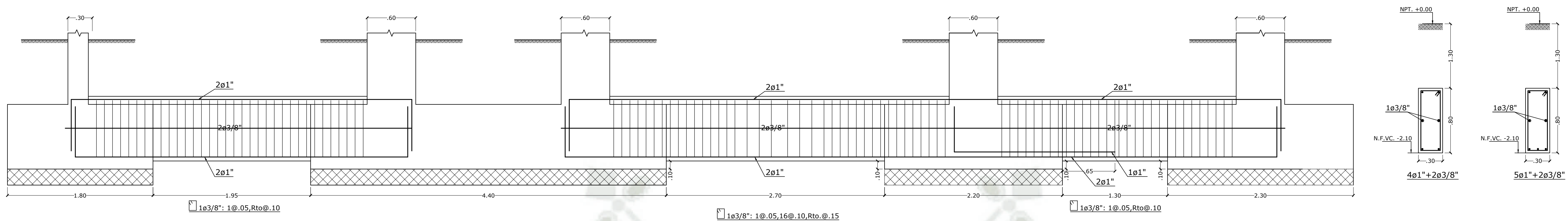
VIGA VC-16 (.30X.80)



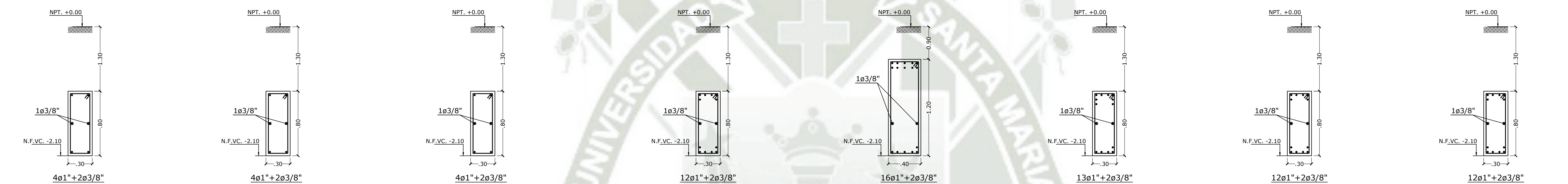
VIGA VC-7 (.30x.80)



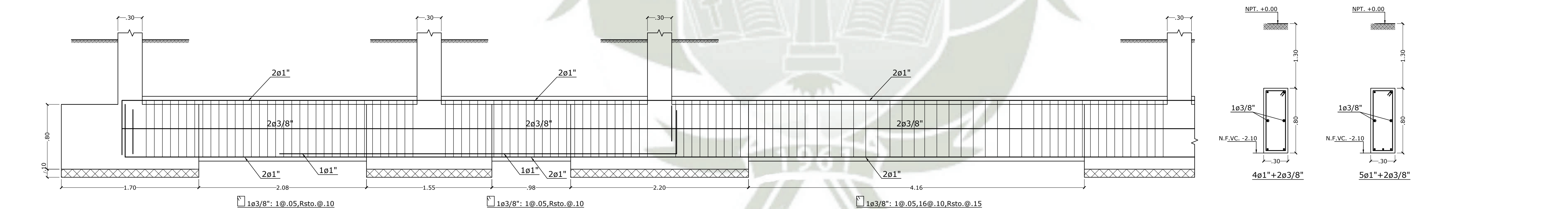
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



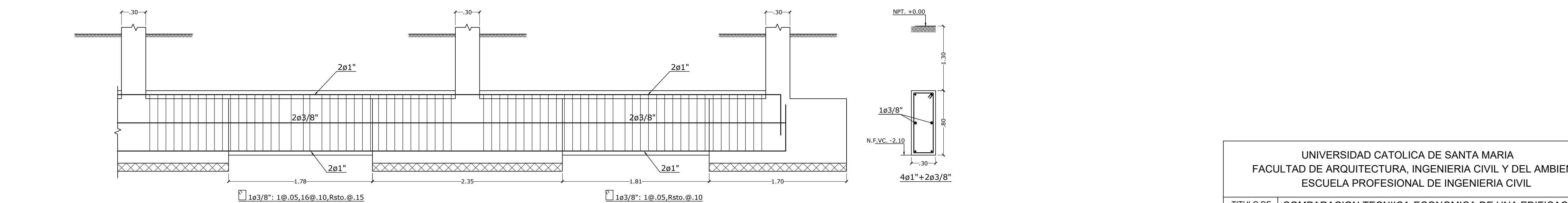
VIGA VC-6 (.30x.80)



VIGA VC-3 (.30x.80) VIGA VC-4 (.30x.80) VIGA VC-5 (.30x.80) VIGA VC-11 (.30x.80) VIGA VC-8 (.30x.80) VIGA VC-9 (.30x.80) VIGA VC-10 (.30x.80) VIGA VC-11 (.30x.80)



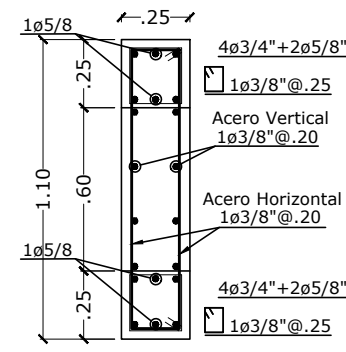
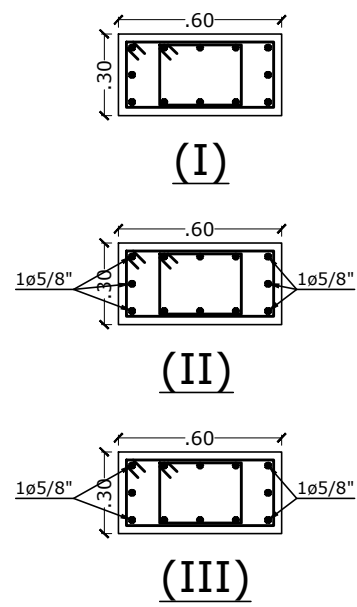
VIGA VC-15 (.30x.80)



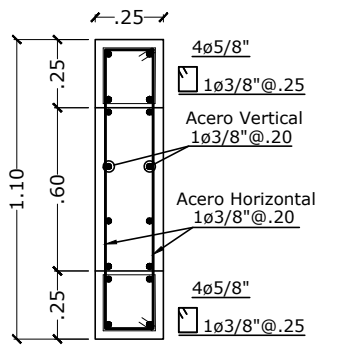
VIGA VC-15 (.30x.80)

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

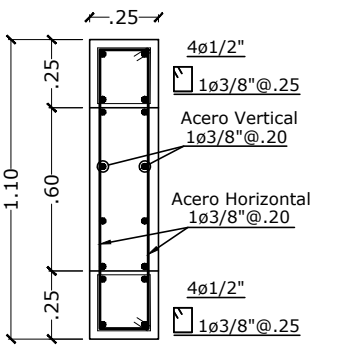
CUADRO DE COLUMNAS			
NIVEL	C-1	C-2	C-3
1°	.30x.60 Ver detalle 12ø3/4" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
2°	.30x.60 Ver detalle 12ø3/4" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
3°	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
4°	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
5°	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
6°	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)	.30x.60 Ver detalle 12ø5/8" 2[]ø3/8"@.20 (I)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
7°	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)	.30x.60 Ver detalle 6ø5/8"+6ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (II)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
8°	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)	.30x.60 Ver detalle 6ø5/8"+6ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (II)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
9°	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
10°	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)	.30x.60 Ver detalle 4ø5/8"+8ø1/2" 2[]ø3/8"@.20 (III)
AZOTEA	—	—	—



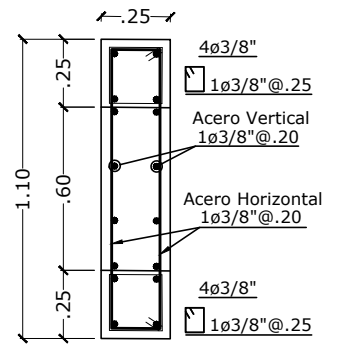
PLACA-1 & 13
1er Nivel



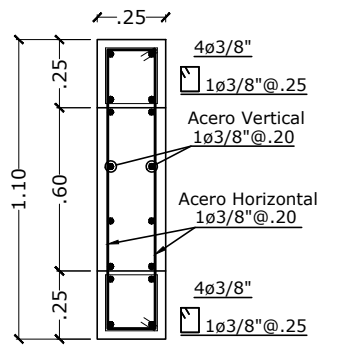
PLACA-1 & 13
2do Nivel



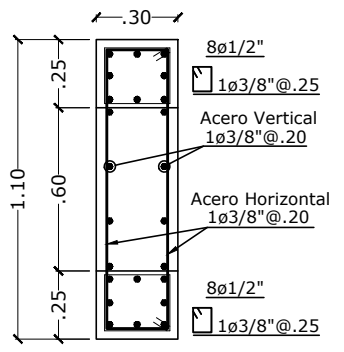
PLACA-1 & 13
3er Nivel



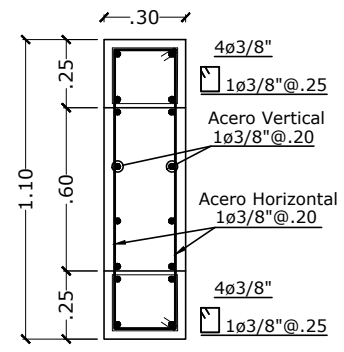
PLACA-1 & 13
Del 4to @
10mo Nivel



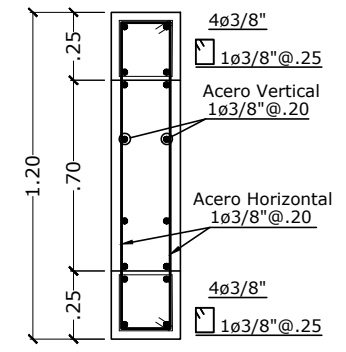
PLACA-2
Del 1er @
10mo Nivel



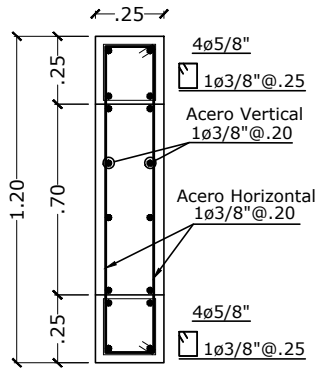
PLACA-3
1er Nivel



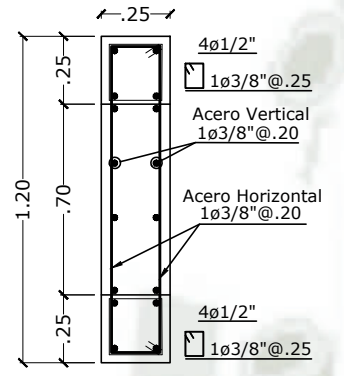
PLACA-3
Del 2do Nivel
@ 10mo Nivel



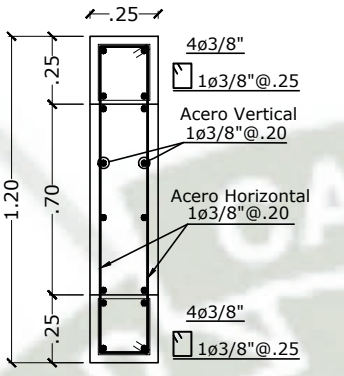
PLACA-6 & 9
Del 1er Nivel
@ 10mo Nivel



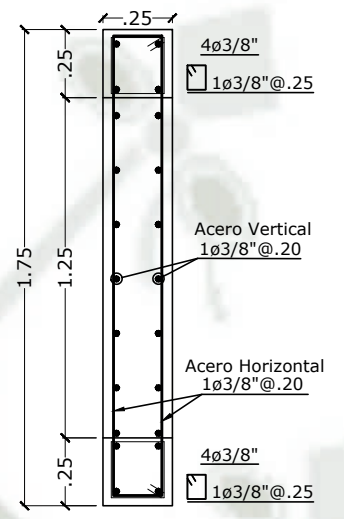
PLACA-12
1er Nivel



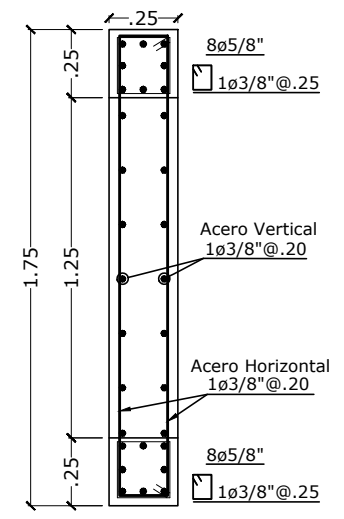
PLACA-12
2do Nivel



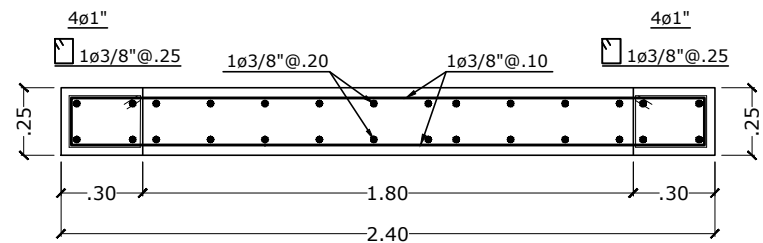
PLACA-12
Del 3er @
10mo Nivel



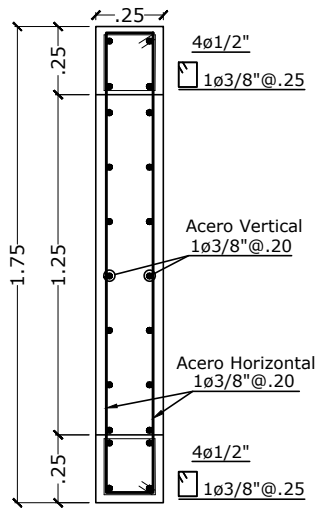
PLACA-7
Del 1er Nivel @
10mo Nivel



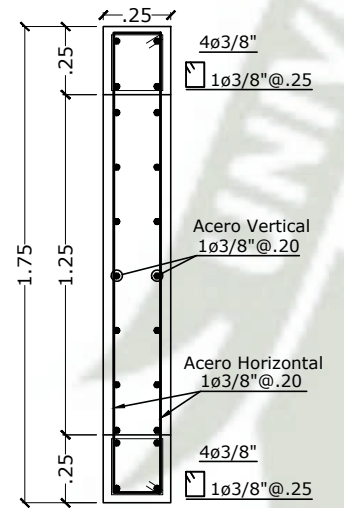
PLACA-10 & 15
1er Nivel



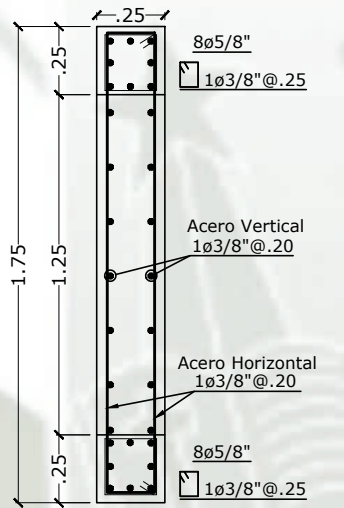
PLACA-5 & PLACA-8
1er Nivel



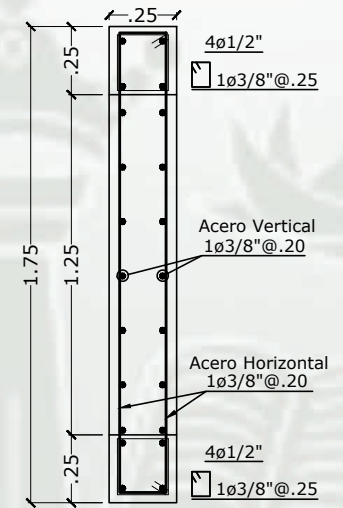
PLACA-10 & 15
2do Nivel



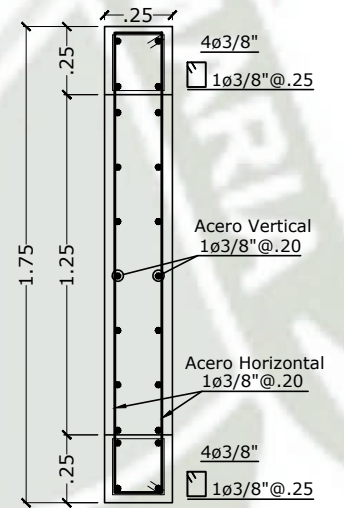
PLACA-10 & 15
Del 3er @ 10mo Nivel



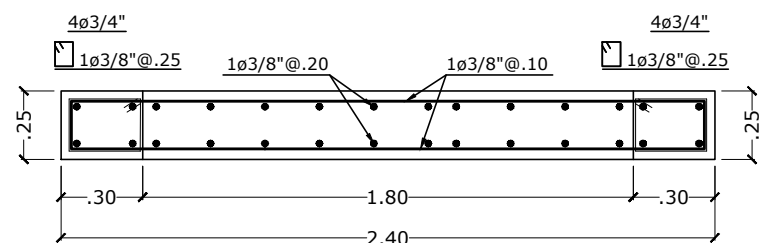
PLACA-14
1er Nivel



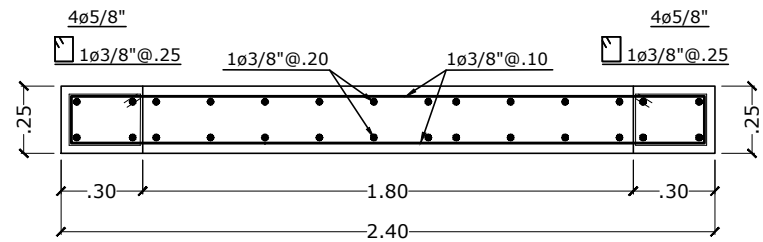
PLACA-14
2do Nivel



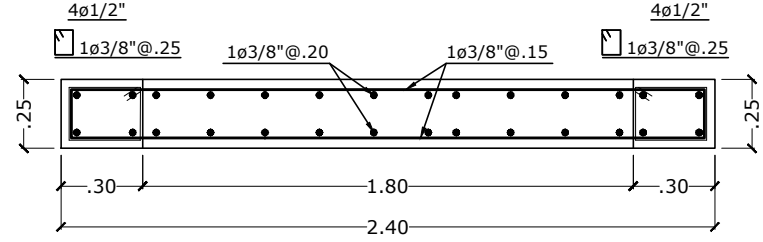
PLACA-14
Del 3er @ 10mo Nivel



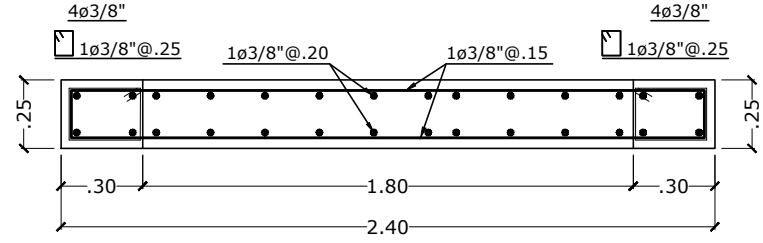
PLACA-5 & PLACA-8
2do Nivel



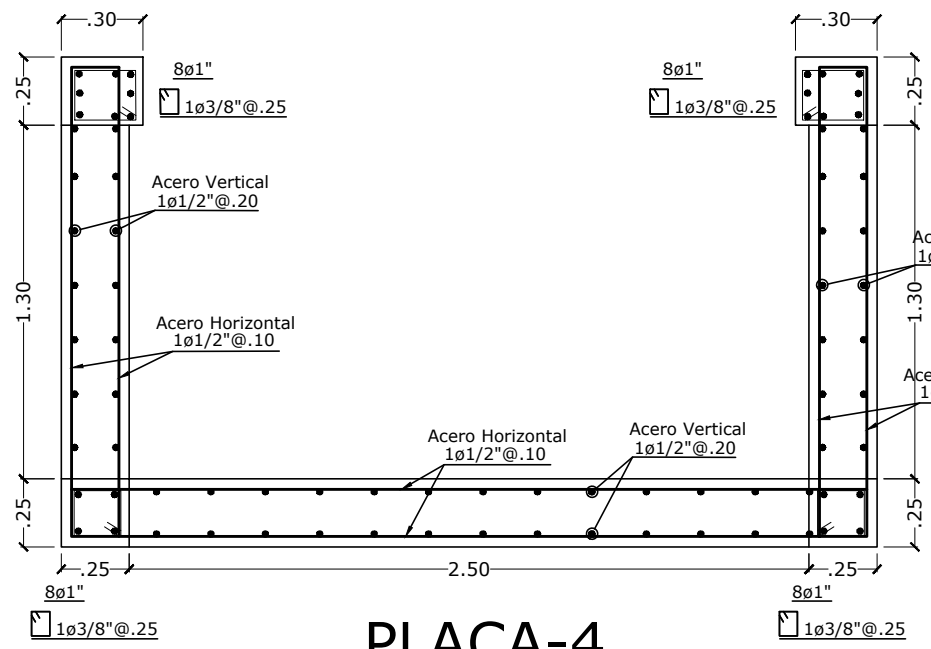
PLACA-5 & PLACA-8
3er Nivel



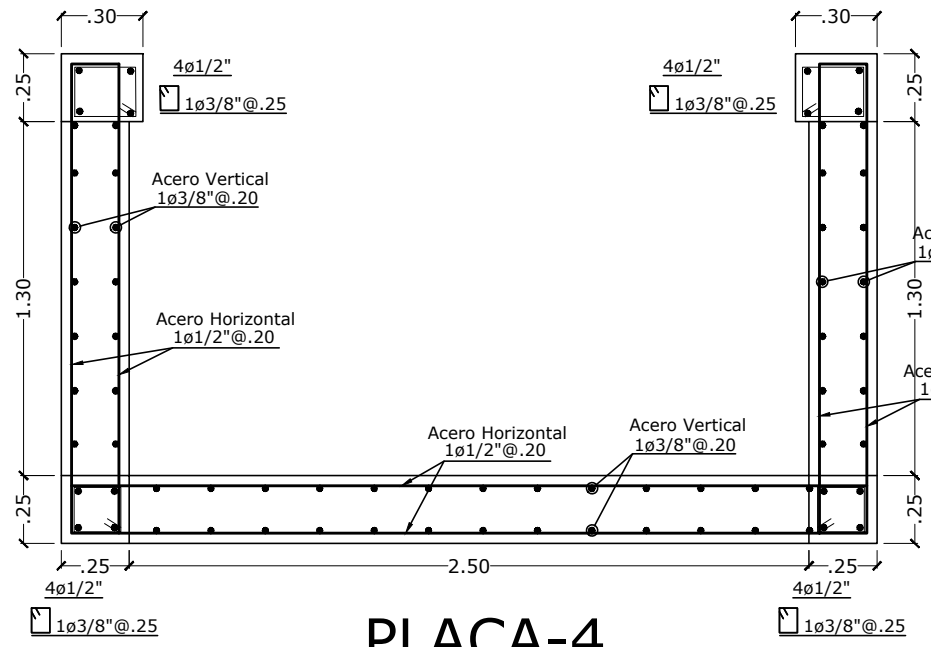
PLACA-5 & PLACA-8
4to Nivel



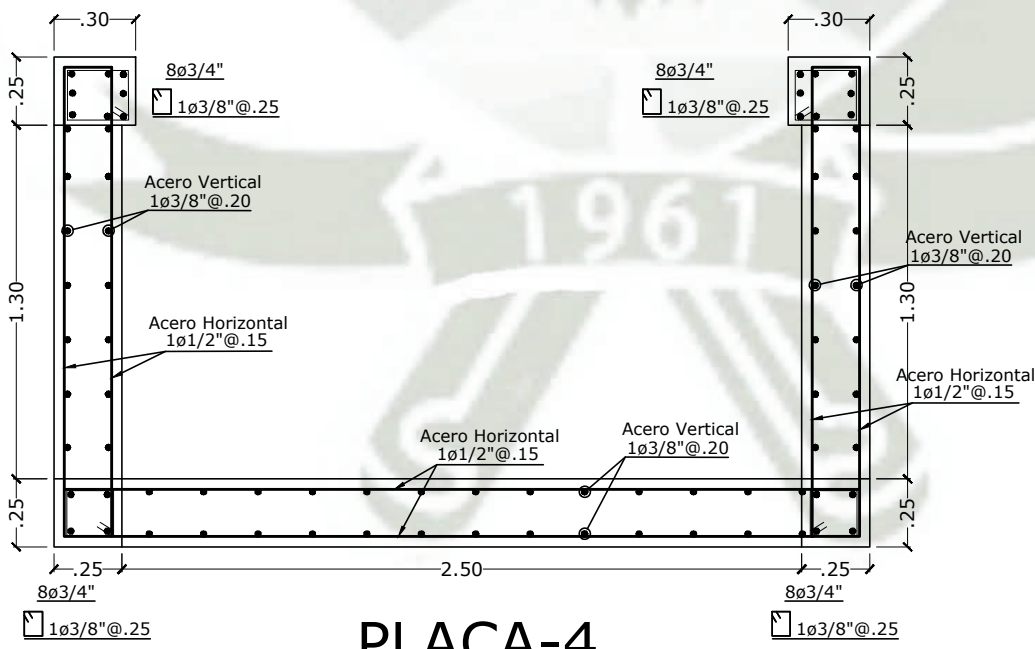
PLACA-5 & PLACA-8
Del 5to Nivel @ 10mo Nivel



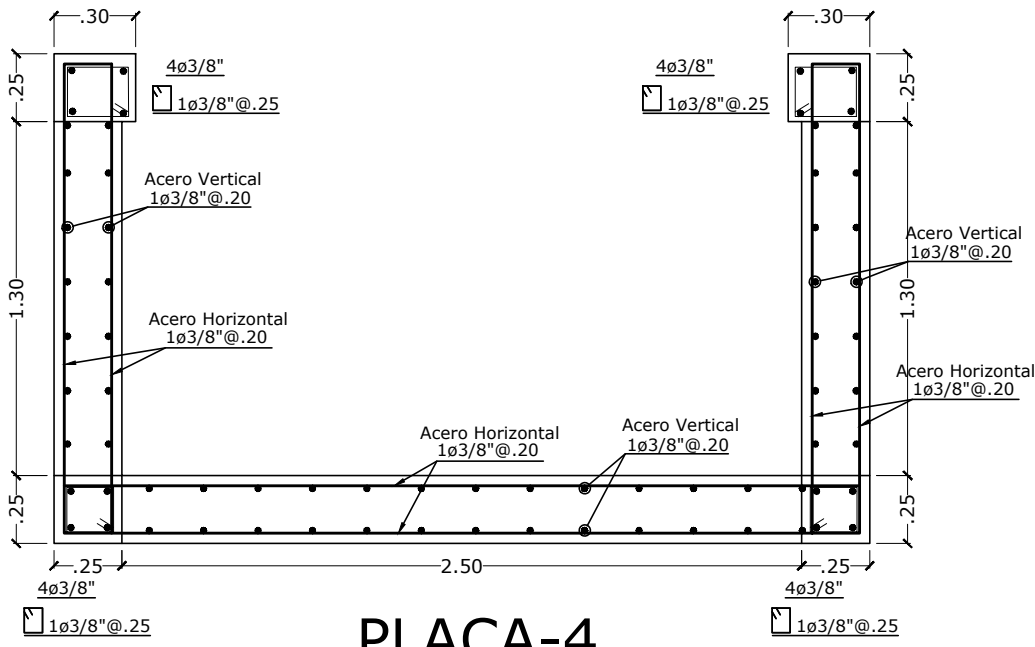
PLACA-4
1er Nivel



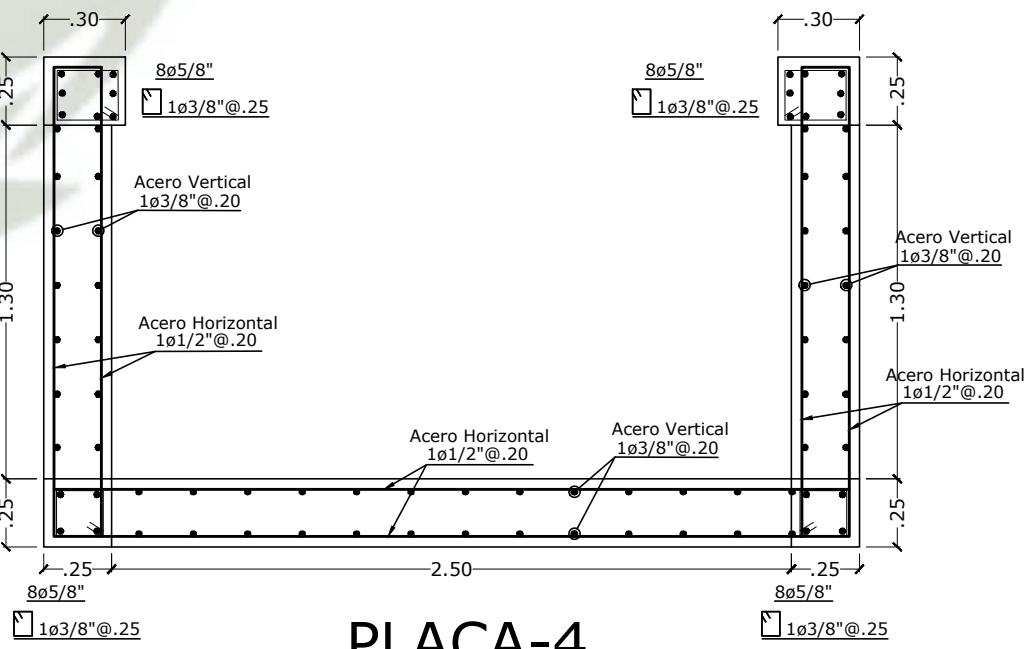
PLACA-4
4to Nivel



PLACA-4
2do Nivel

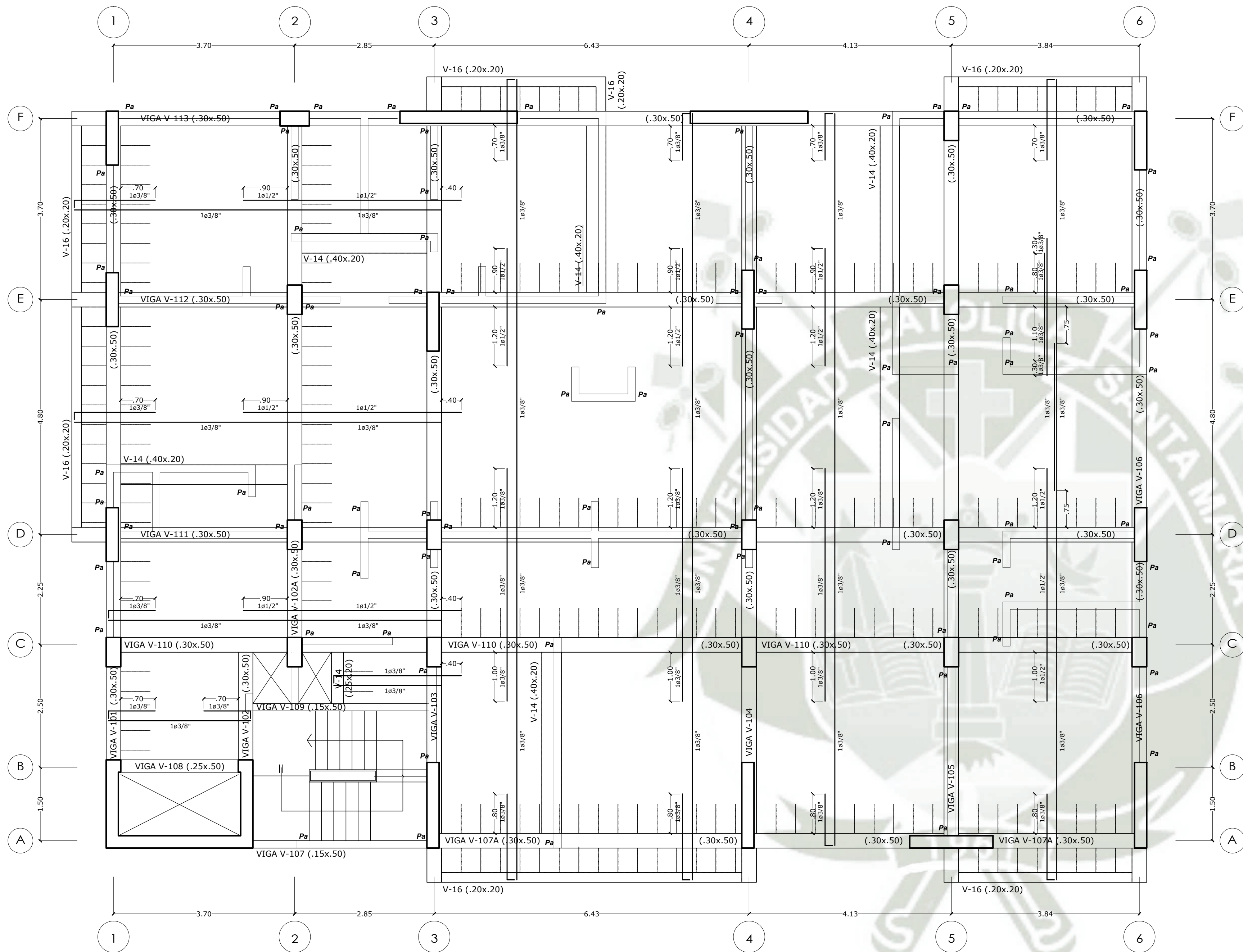


PLACA-4
Del 5to @ 10mo Nivel

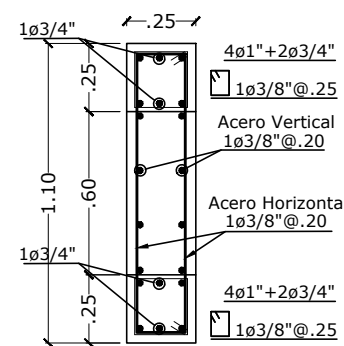


PLACA-4
3er Nivel

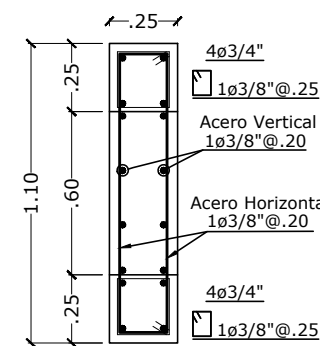
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



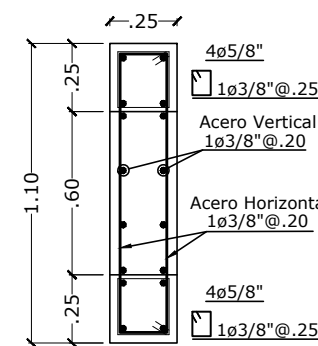
ENCOFRADO
1ER,2DO,3ER,4TO,5TO,6TO NIVEL



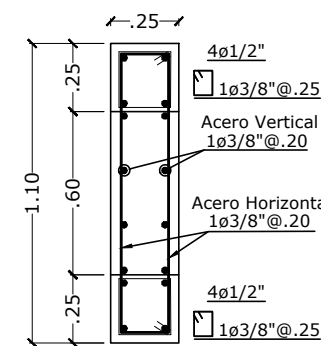
PLACA-11
1er Nivel



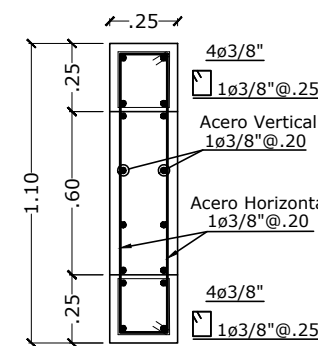
PLACA-11
2do Nivel



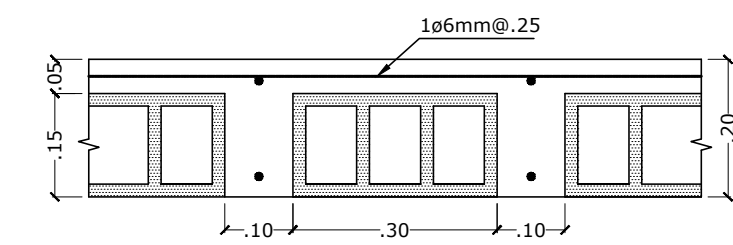
PLACA-11
3er Nivel



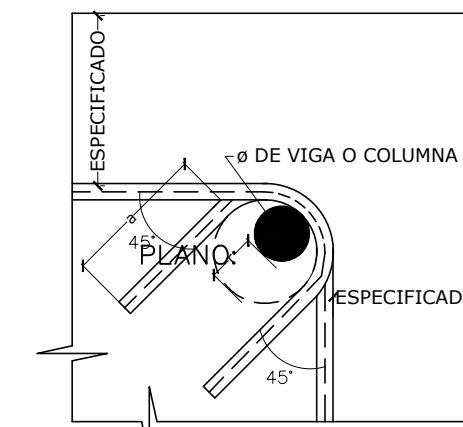
PLACA-11
5to Nivel



PLACA-11
Del 6to @ 10mo Nivel

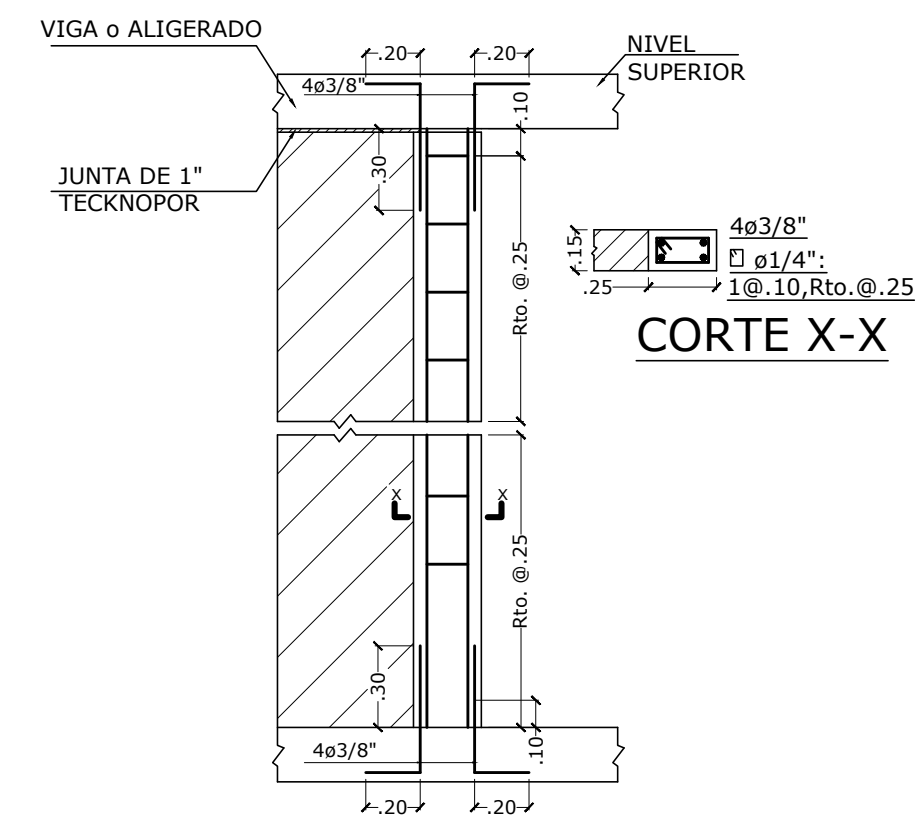


DETALLE ALIGERADO
h=.20
ESC:1/25



DETALLE DOBLADO
ESTRIBOS EN
COLUMNAS O VIGAS

Ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

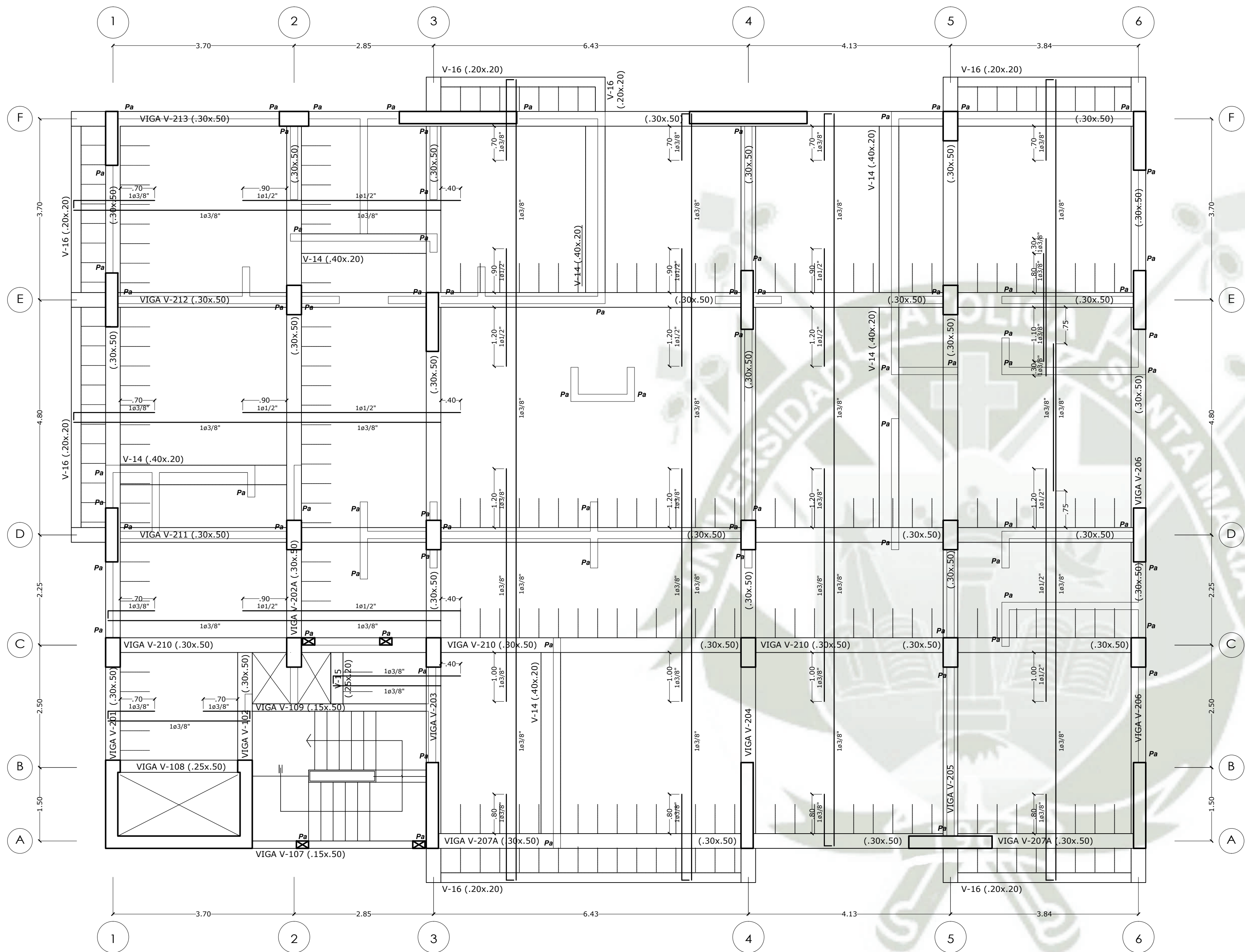


COLUMNETAS Pa

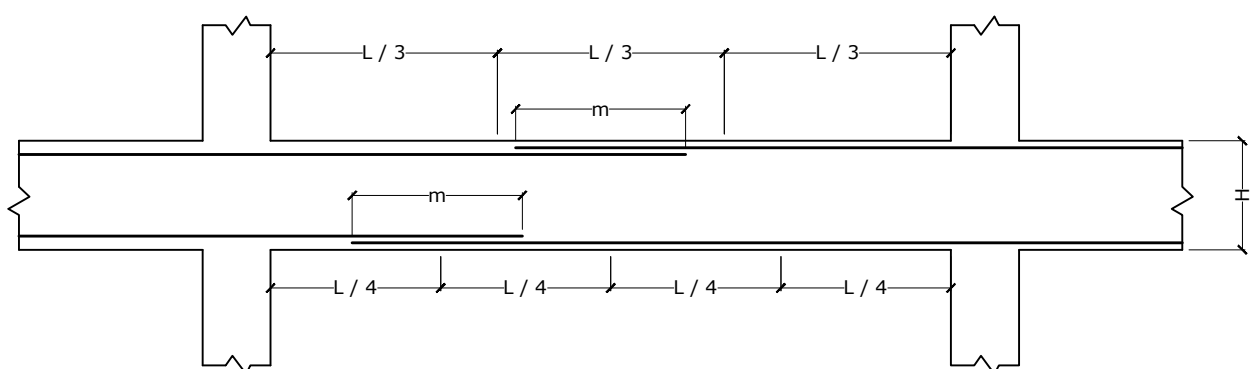
(Las columnas Pa estarán separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. La junta se rellenará con tecknopor o similar).

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

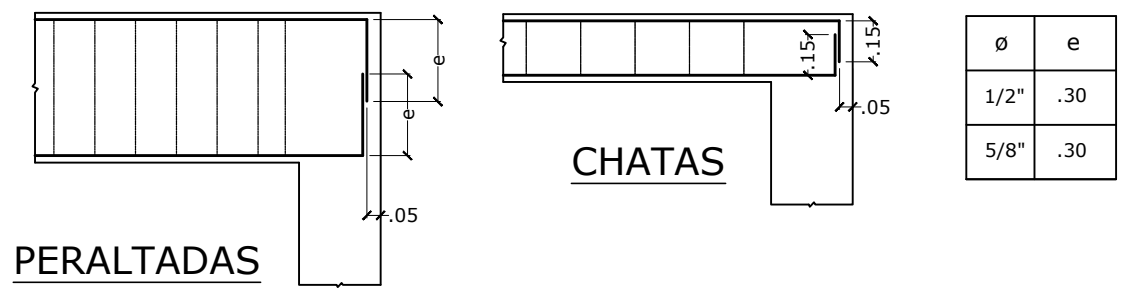


ENCOFRADO 7MO & 8VO NIVEL

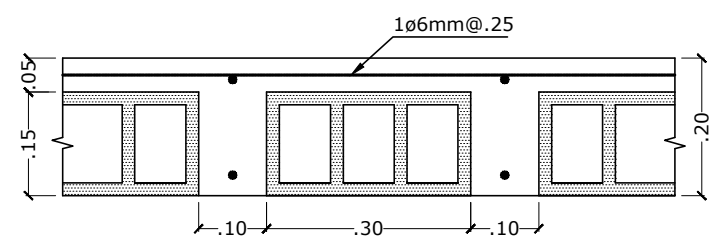


EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m			
Ø	Reforzo inferior: H cualquiera	Reforzo superior H < 30	Reforzo superior H >= 30
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	45
5/8"	50	45	60
3/4"	65	50	70
1"	115	90	125



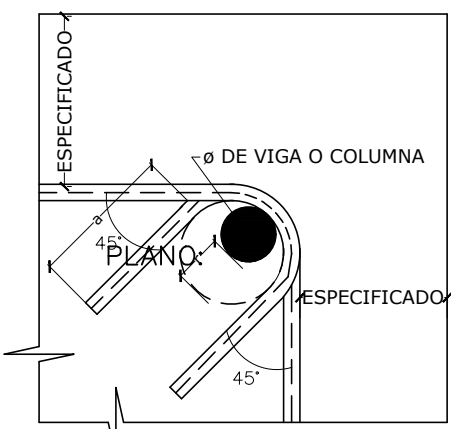
ANCLAJE DE VIGAS



DETALLE ALIGERADO

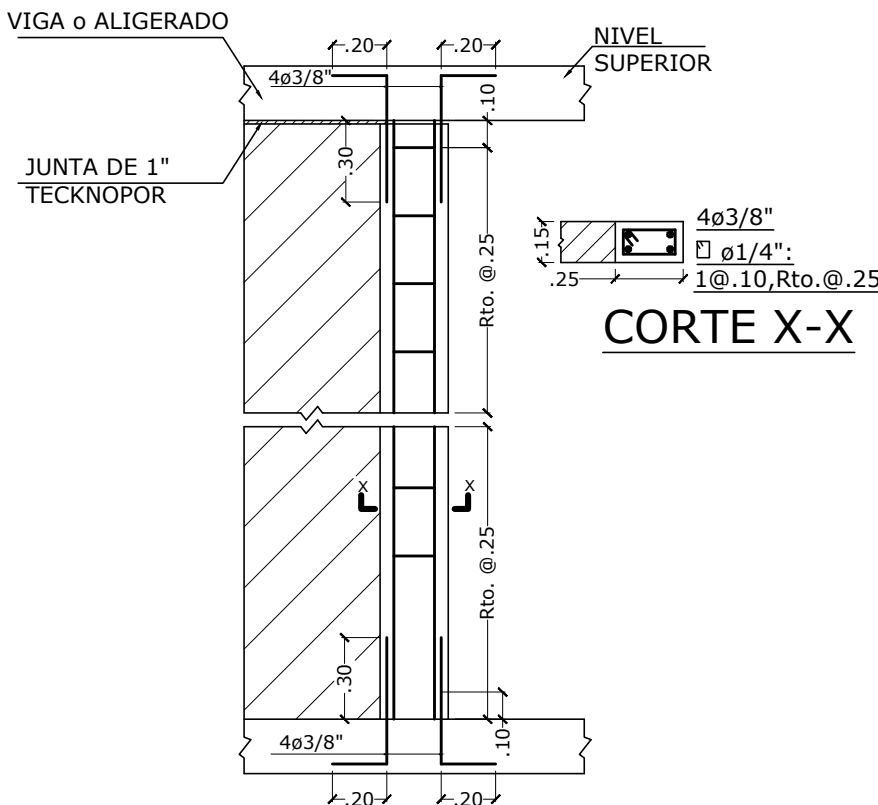
h = .20

ESC: 1/25



DETALLE DOBLADO
ESTRIBOS EN
COLUMNAS O VIGAS

Ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	13cm

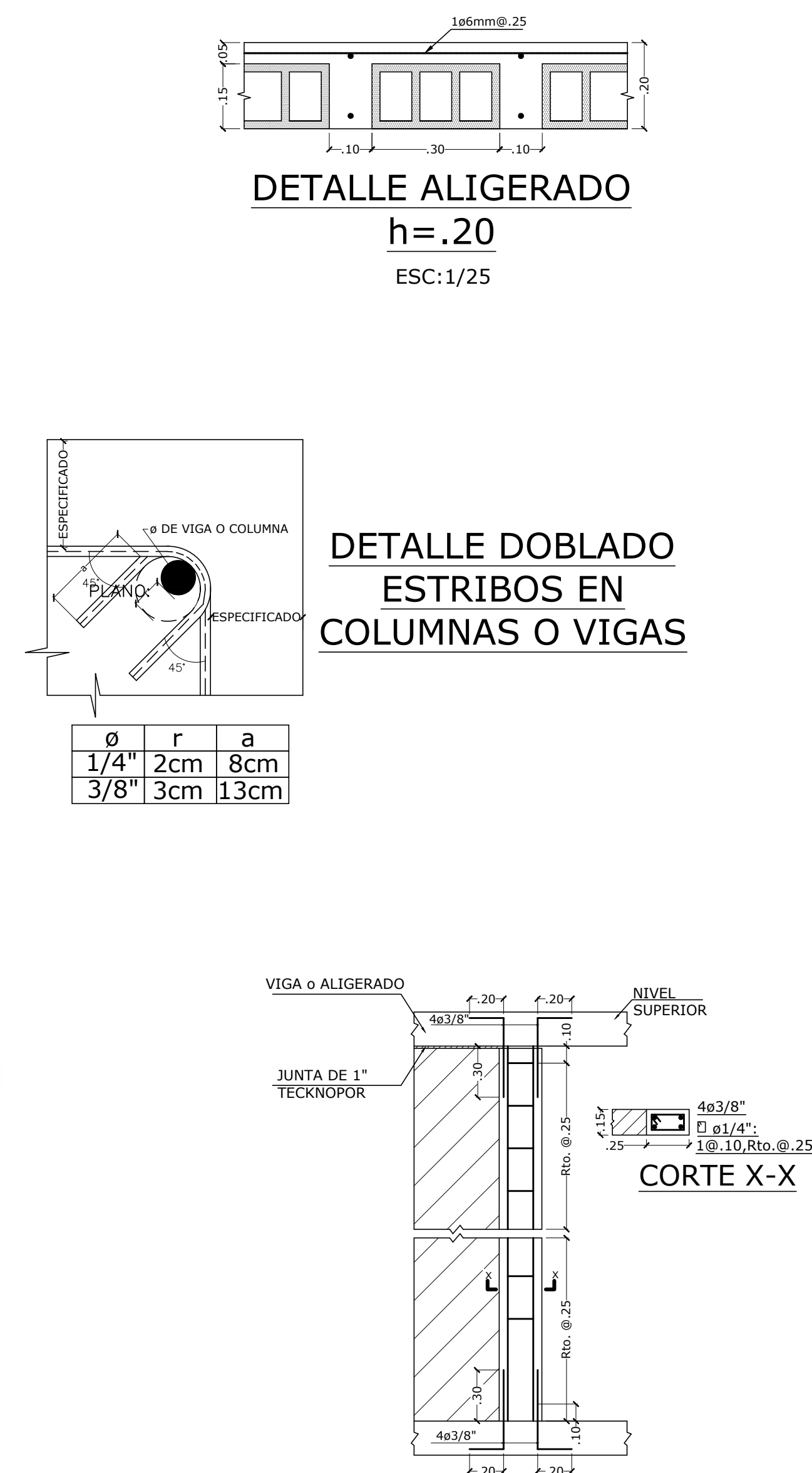


COLUMNETAS Pa

(Las columnas Pa estarán separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. La junta se rellenará con tecnopor o similar).

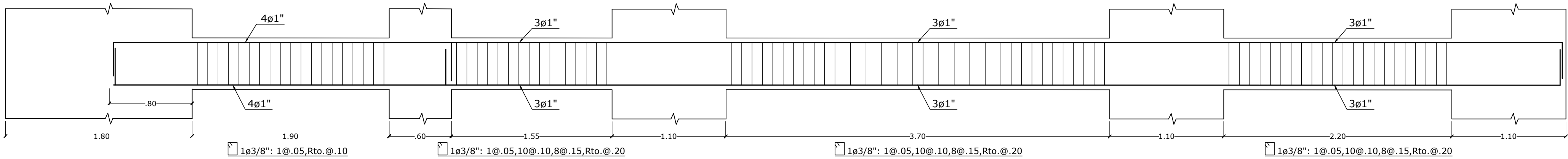
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

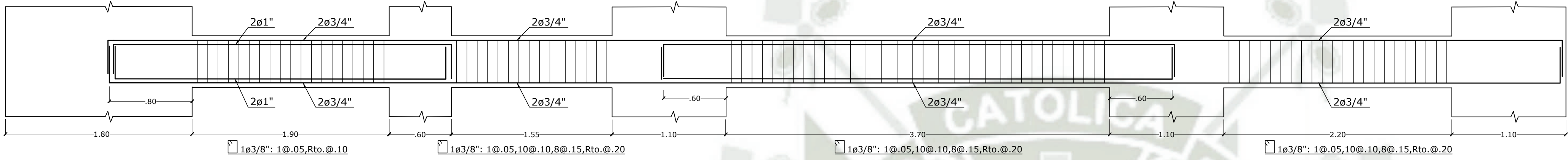
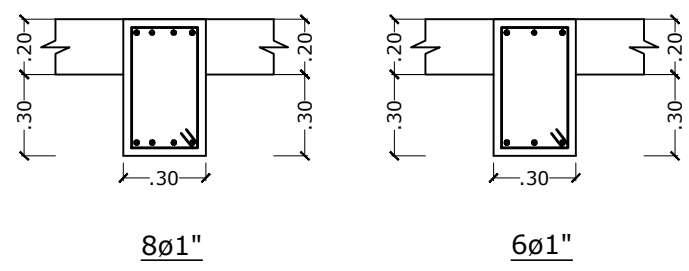


ø	e
1/2"	.30
5/8"	.30

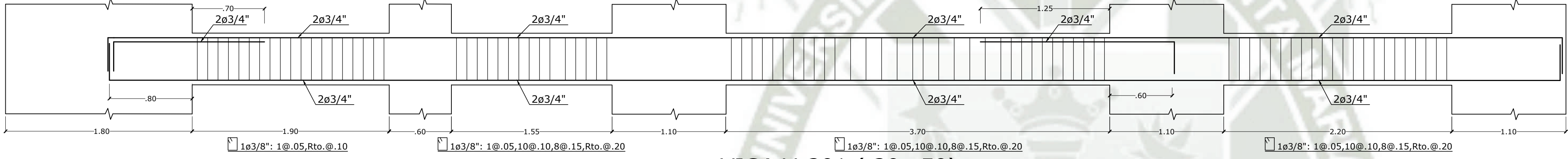
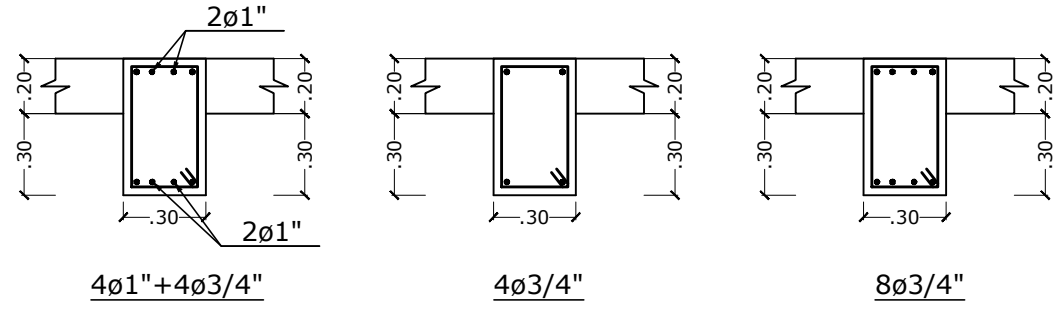
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	E-7
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA	



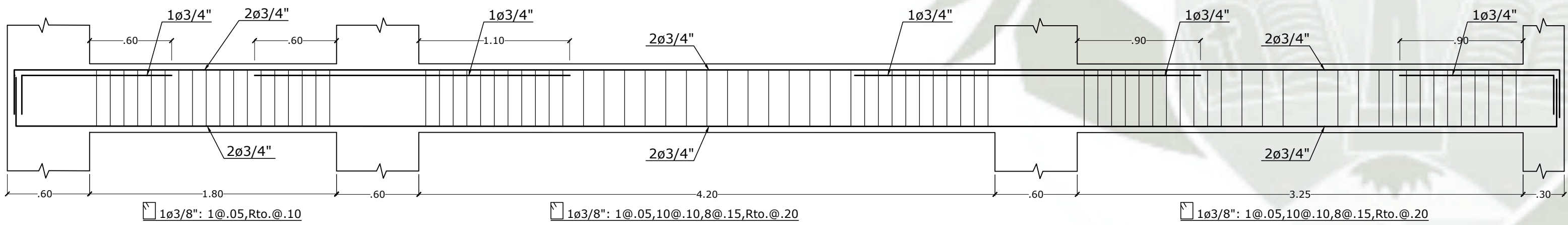
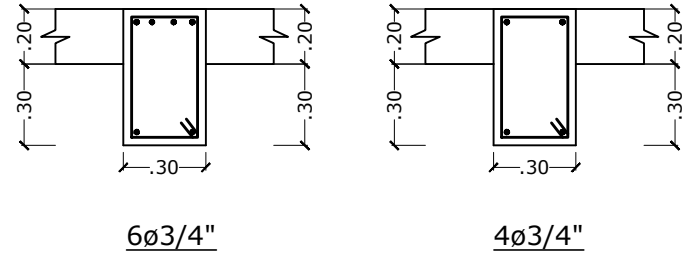
VIGA V-101 (.30x.50)



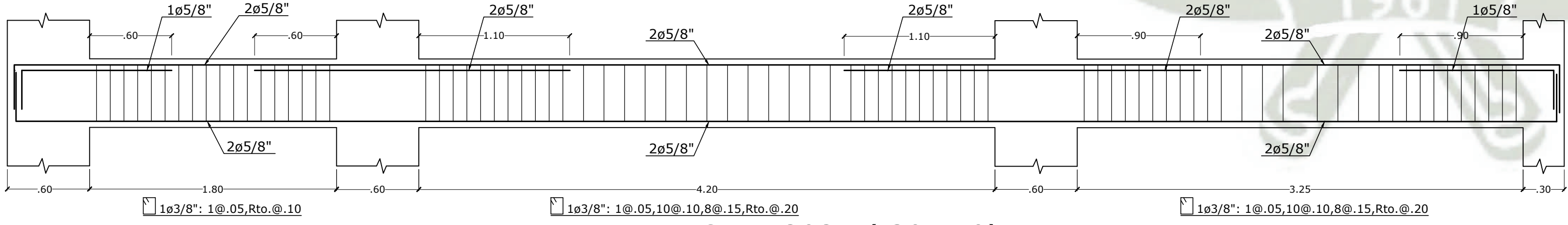
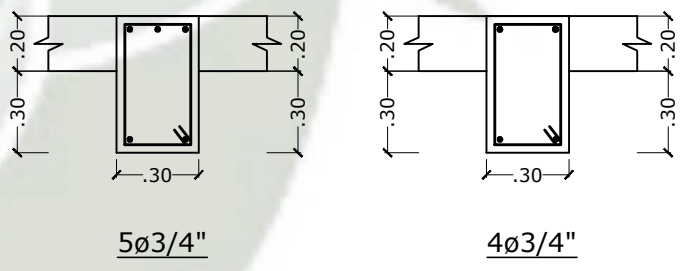
VIGA V-201 (.30x.50)



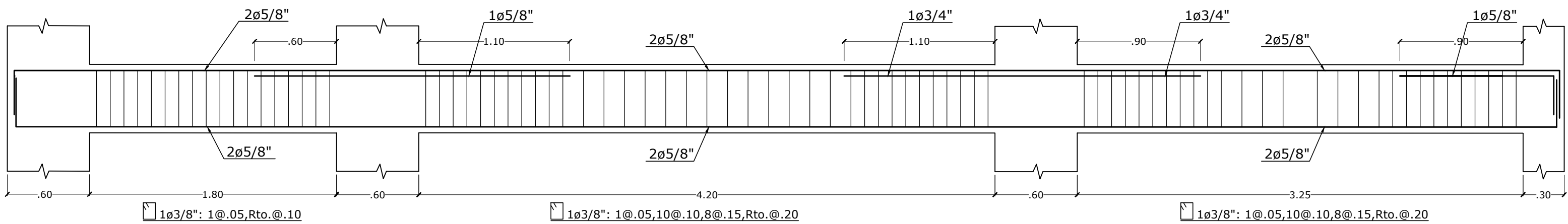
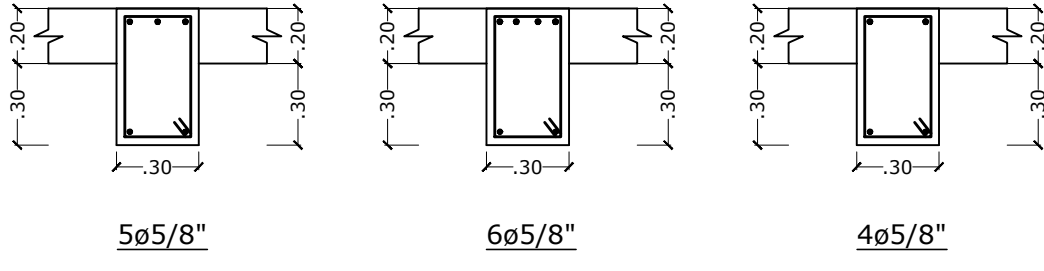
VIGA V-301 (.30x.50)



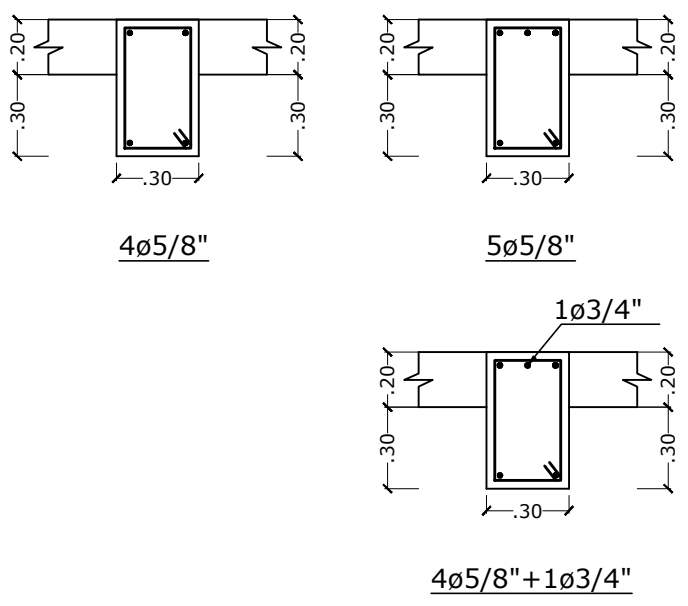
VIGA V-102A (.30x.50)



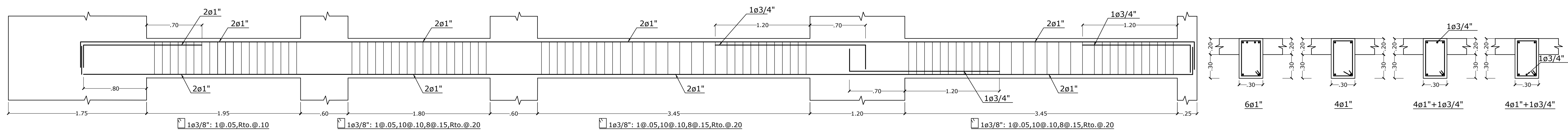
VIGA V-202A (.30x.50)



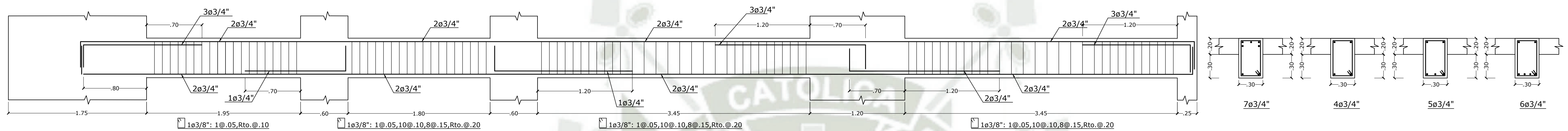
VIGA V-302A (.30x.50)



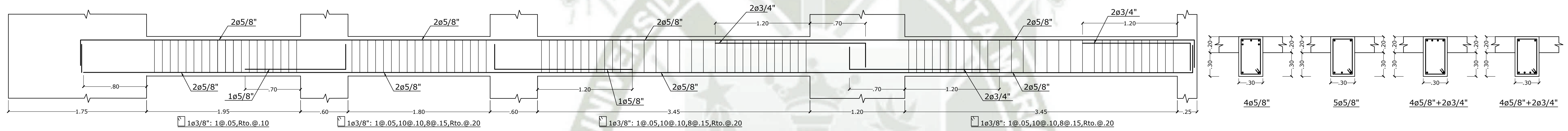
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNIICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



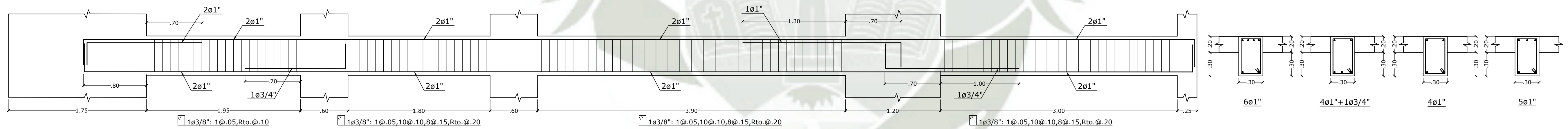
VIGA V-103 (.30x.50)



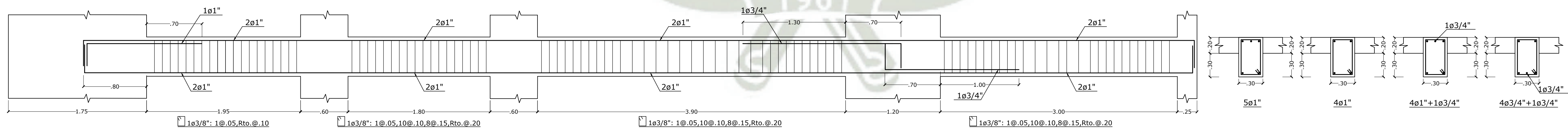
VIGA V-203 (.30x.50)



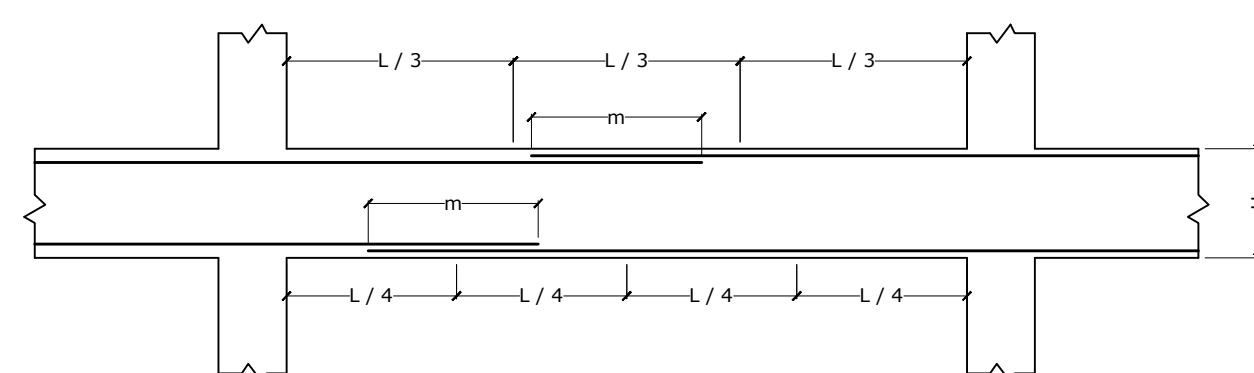
VIGA V-303 (.30x.50)



VIGA V-104 (.30x.50)

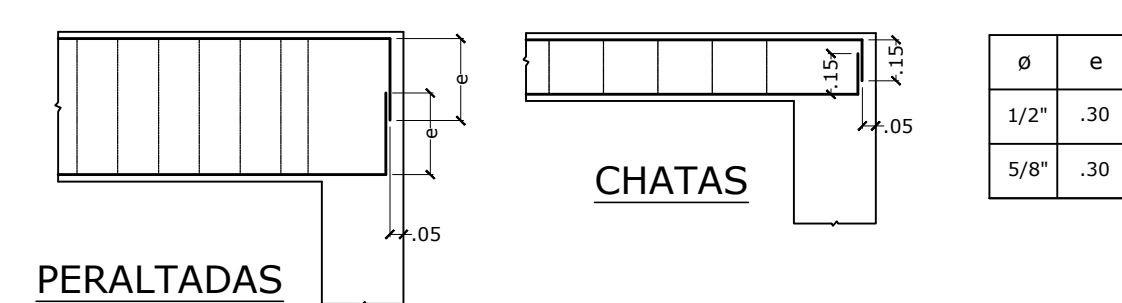


VIGA V-204 (.30x.50)



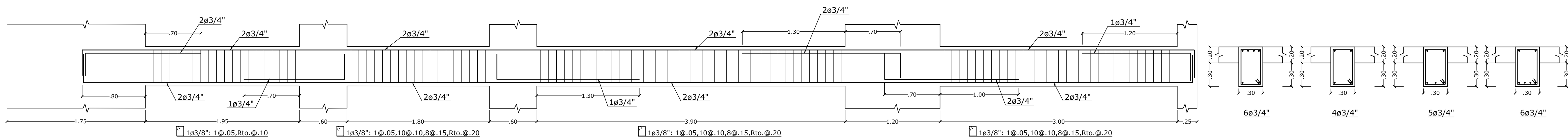
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m			
Ø	Refuerzo inferior H cualquiera	Refuerzo superior	
		H < 30	H >= 30
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	45
5/8"	50	45	60
3/4"	65	50	70
1"	115	90	125

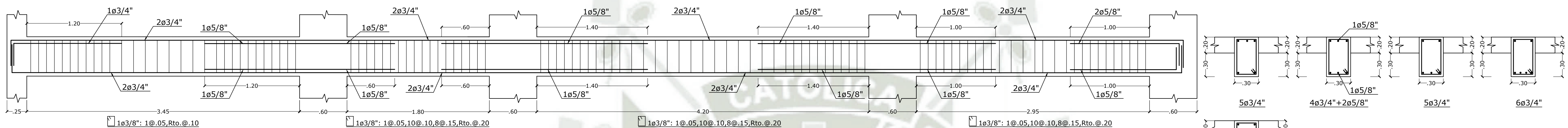


ANCLAJE DE VIGAS

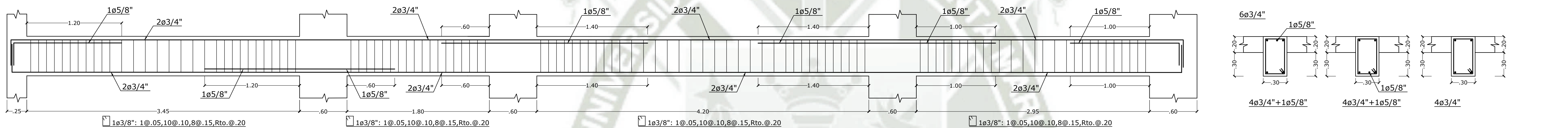
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	E-9
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA	



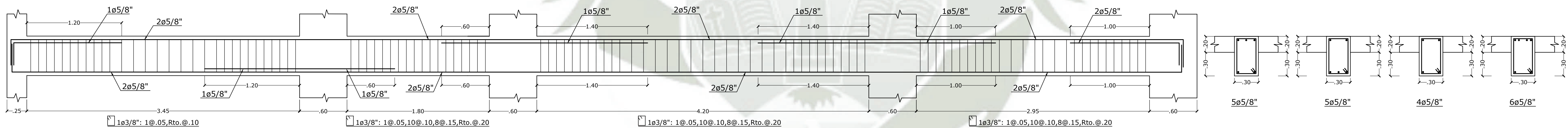
VIGA V-304 (.30x.50)



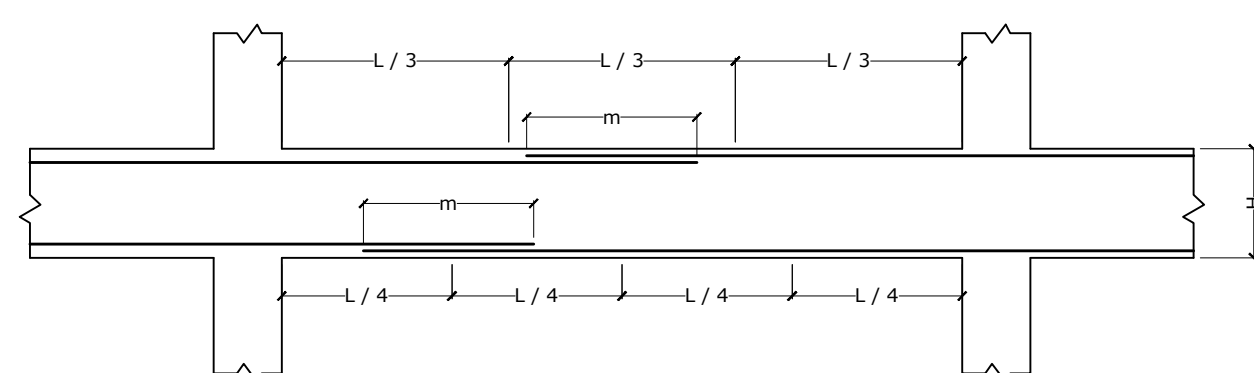
VIGA V-105 (.30x.50)



VIGA V-205 (.30x.50)

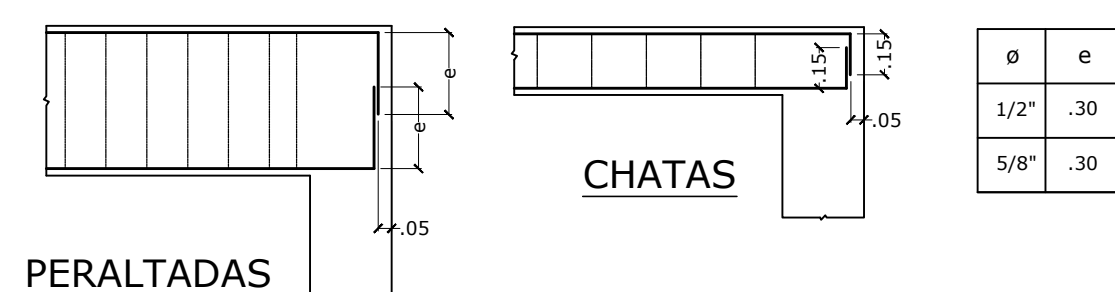


VIGA V-305 (.30x.50)



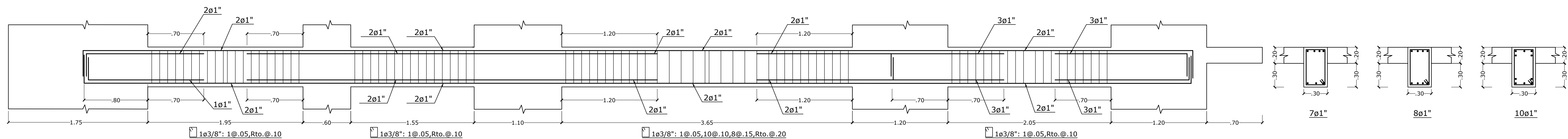
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m			
ø	Refuerzo inferior H cualquier	Refuerzo superior H<30	H>=30
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	45
5/8"	50	45	60
3/4"	65	50	70
1"	115	90	125

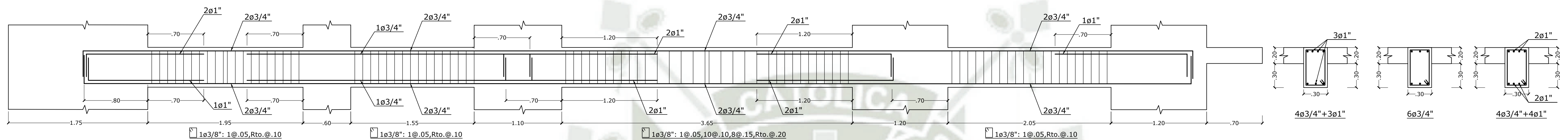


ANCLAJE DE VIGAS

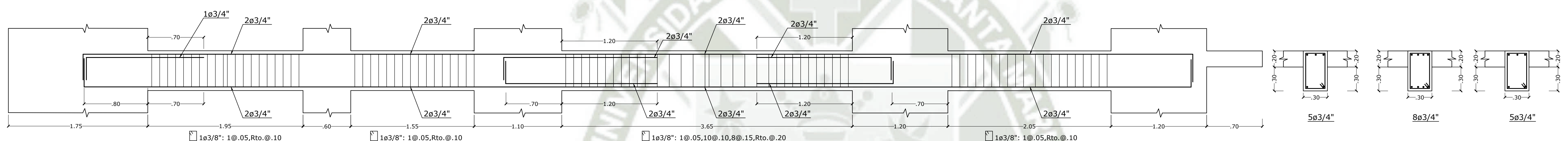
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



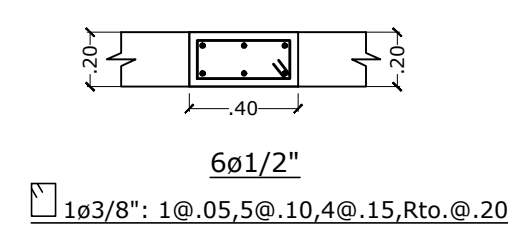
VIGA V-106 (.30x.50)



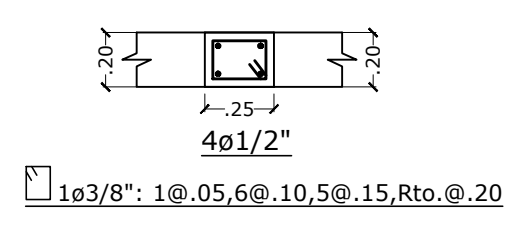
VIGA V-206 (.30x.50)



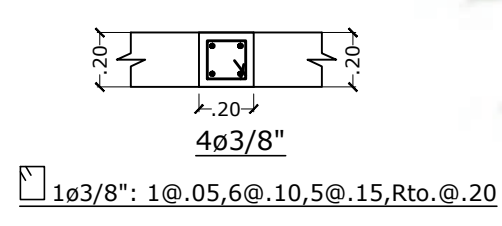
VIGA V-306 (.30x.50)



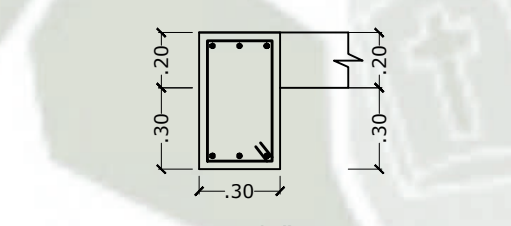
VIGA V-14
(.40x.20)



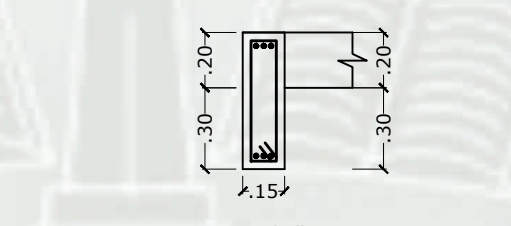
VIGA V-15
(.25x.20)



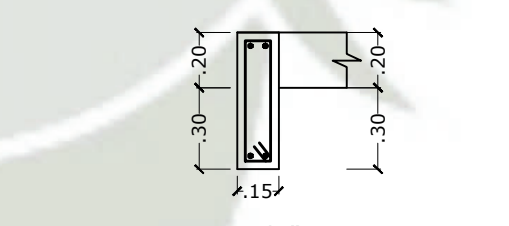
VIGA V-16
(.20x.20)



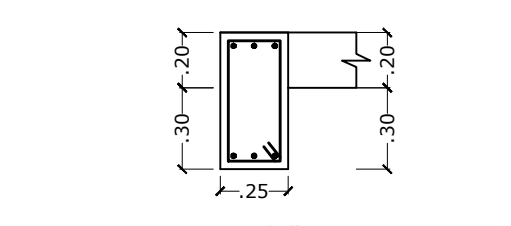
VIGA V-102
(.30x.50)



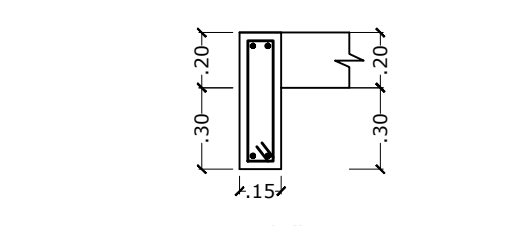
VIGA V-107
(.15x.50)



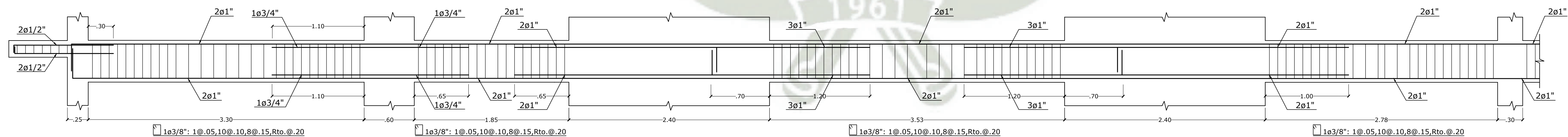
VIGA V-207
(.15x.50)



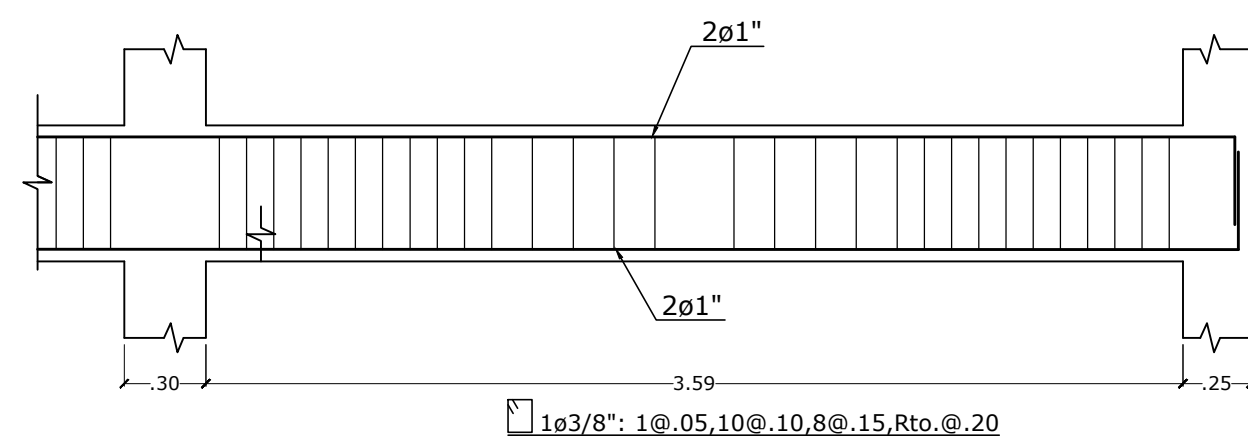
VIGA V-108
(.25x.50)



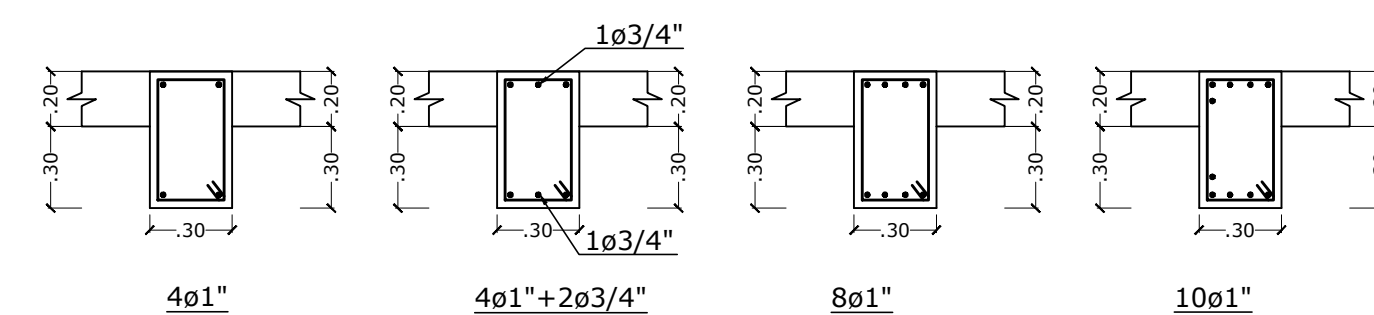
VIGA V-109
(.15x.50)



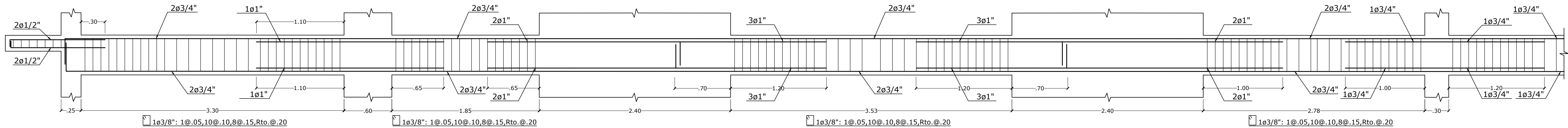
VIGA V-113 (.30x.50)



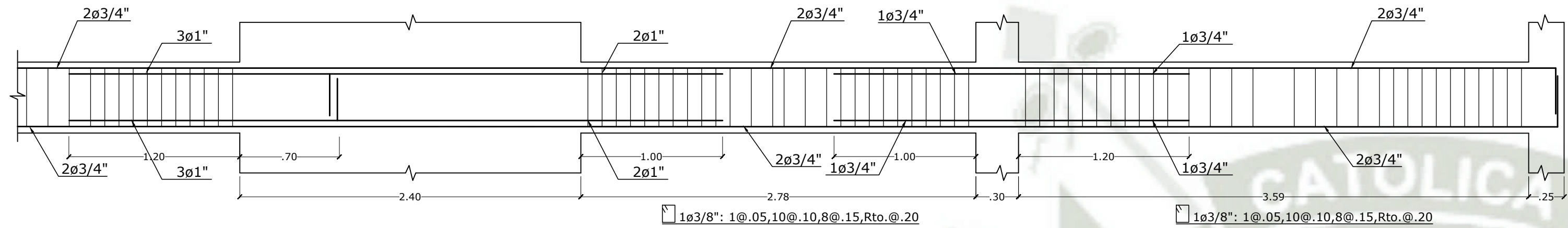
VIGA V-113 (.30x.50)



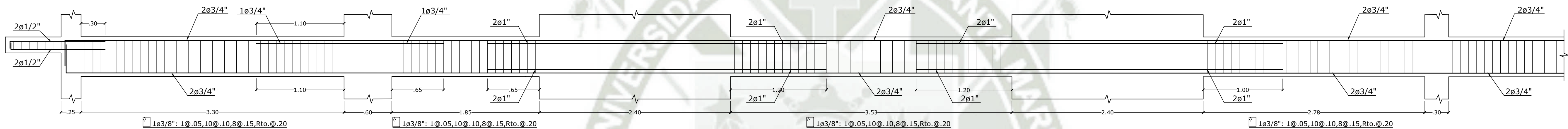
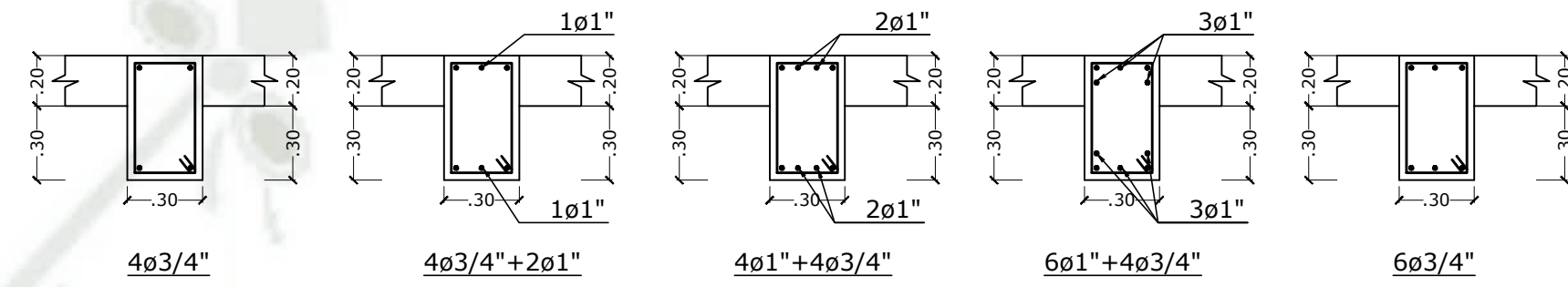
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



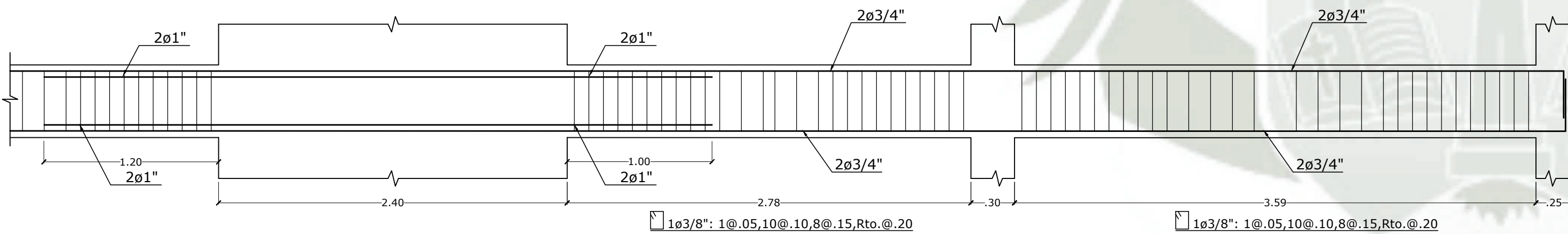
VIGA V-213 (.30x.50)



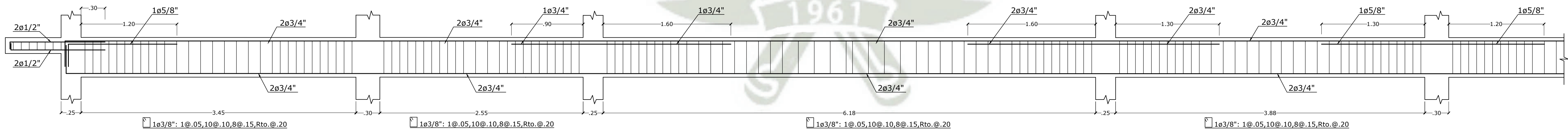
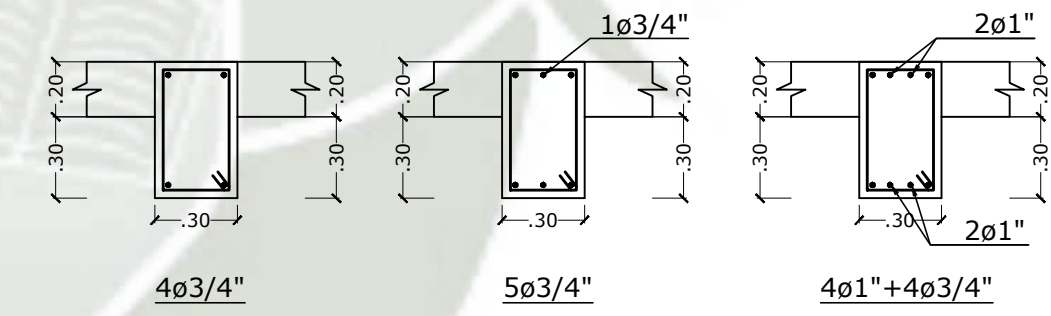
VIGA V-213 (.30x.50)



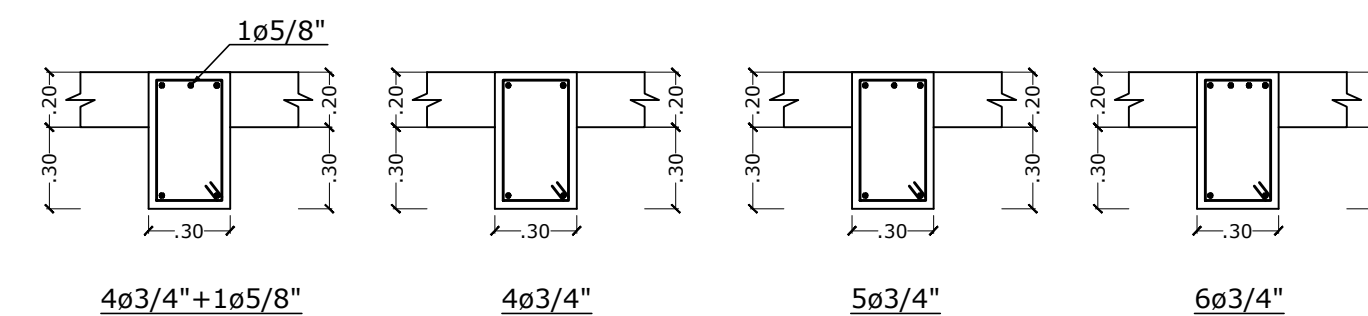
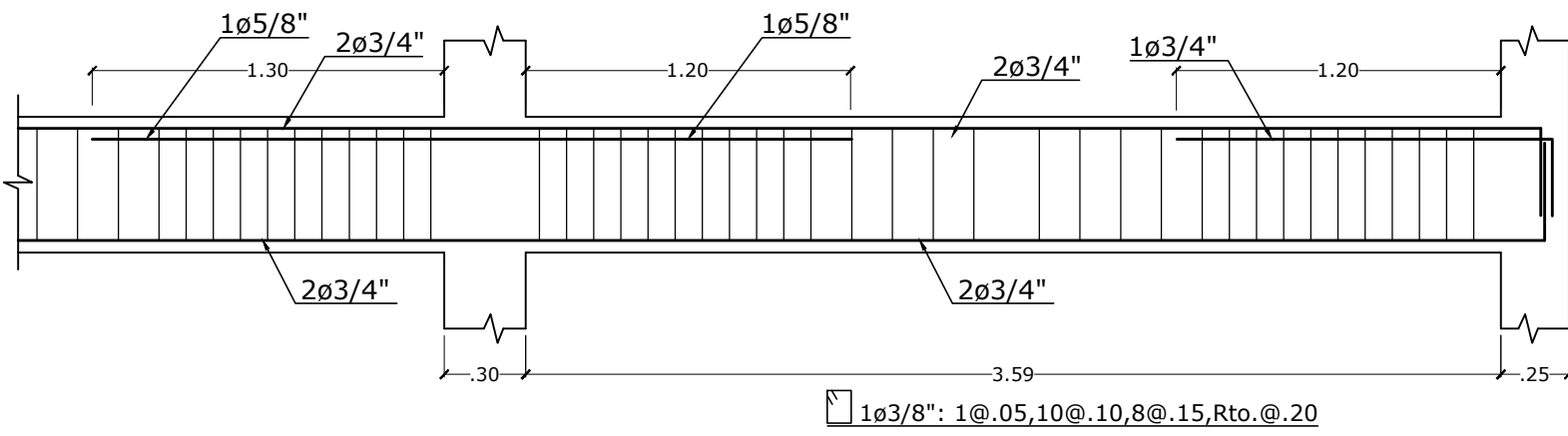
VIGA V-313 (.30x.50)



VIGA V-313 (.30x.50)

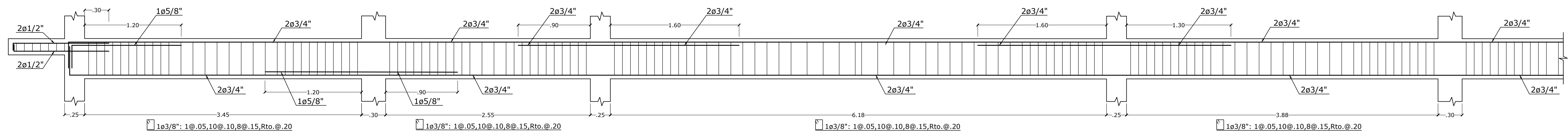


VIGA V-112 (.30x.50)

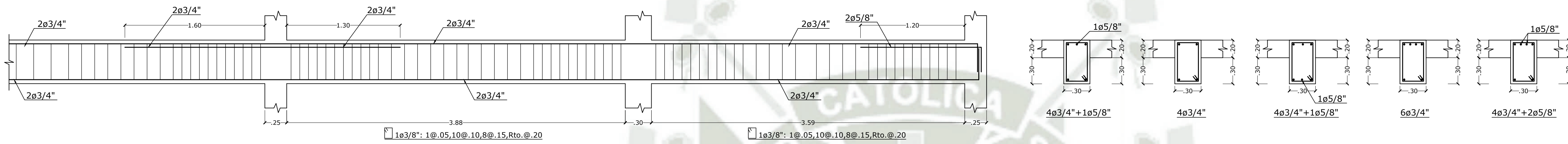


VIGA V-112 (.30x.50)

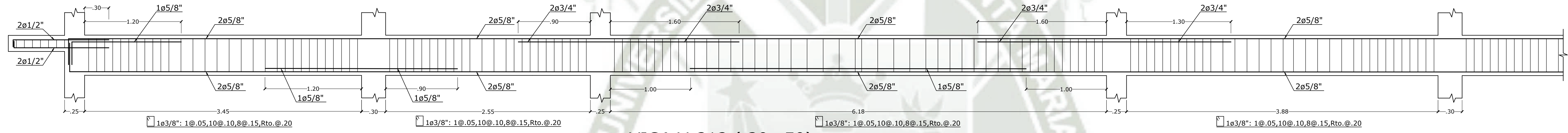
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



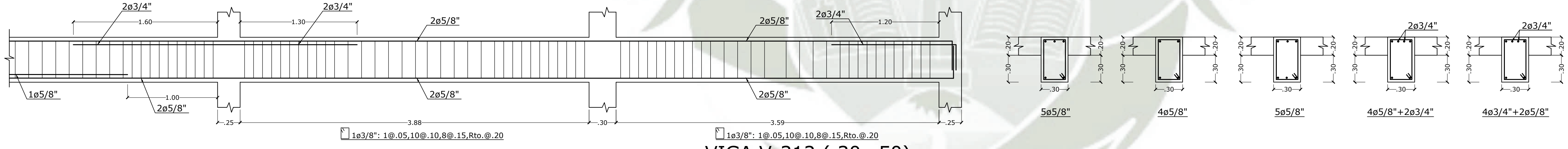
VIGA V-212 (.30x.50)



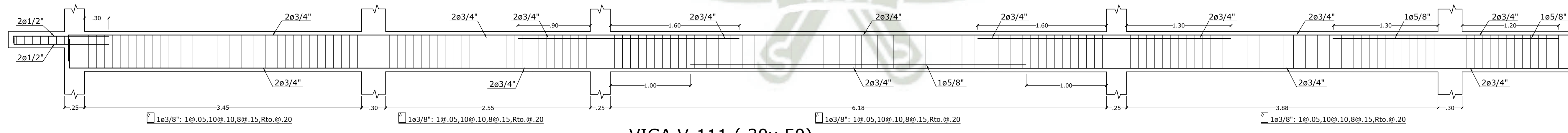
VIGA V-212 (.30x.50)



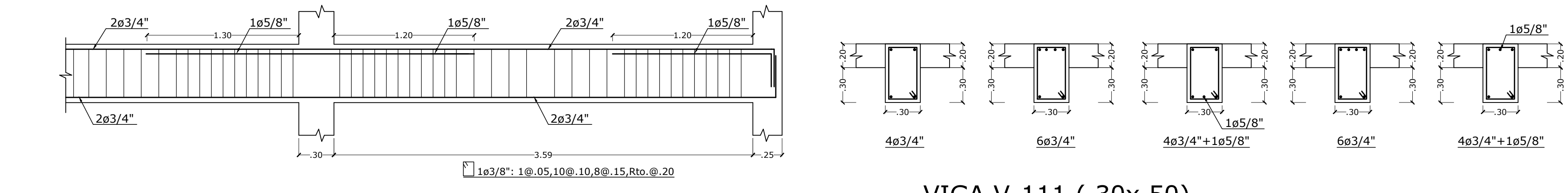
VIGA V-312 (.30x.50)



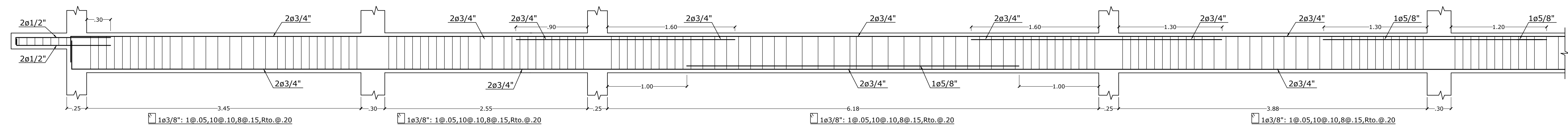
VIGA V-312 (.30x.50)



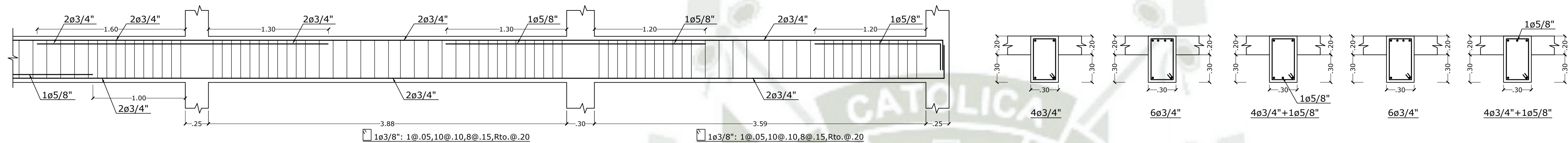
VIGA V-111 (.30x.50)



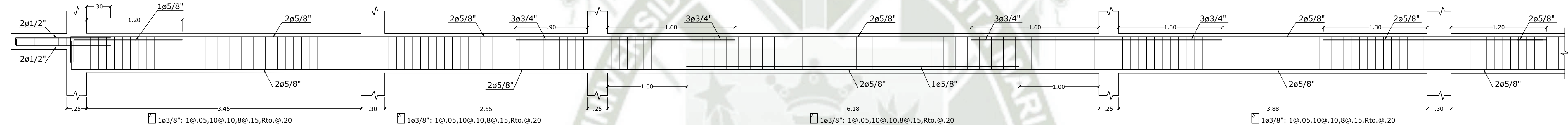
VIGA V-111 (.30x.50)



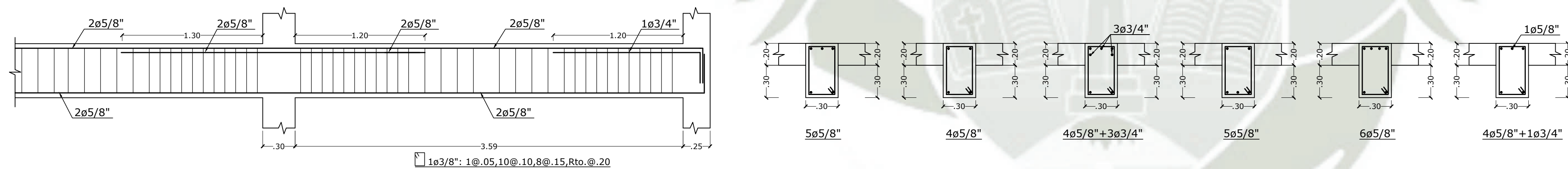
VIGA V-211 (.30x.50)



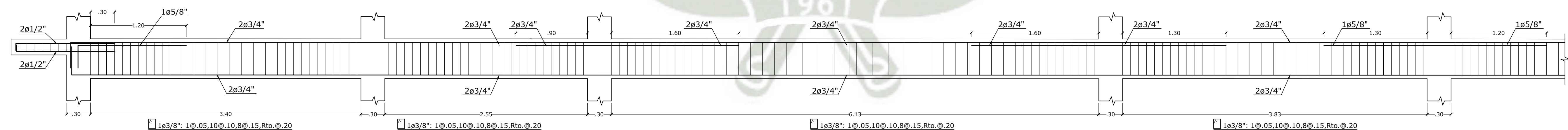
VIGA V-211 (.30x.50)



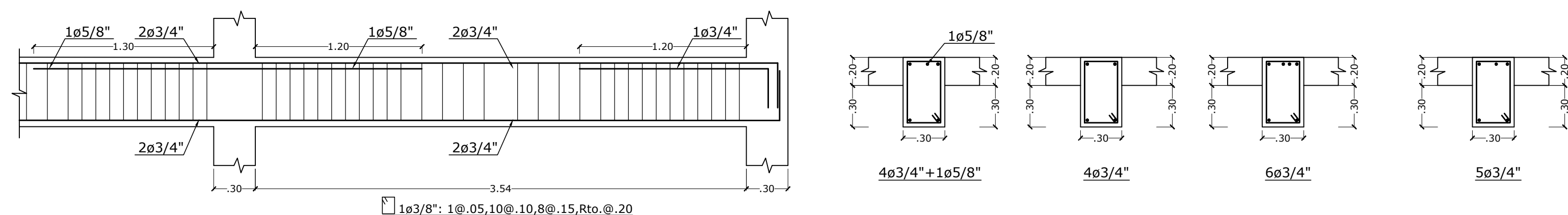
VIGA V-311 (.30x.50)



VIGA V-311 (.30x.50)

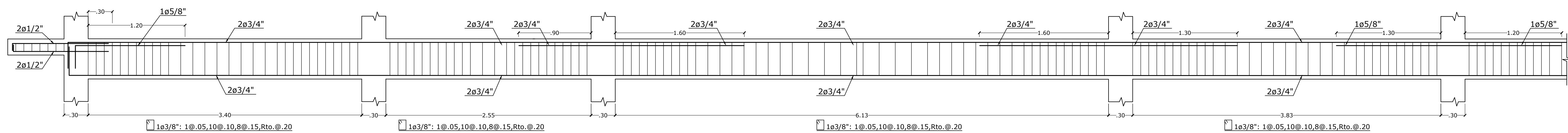


VIGA V-110 (.30x.50)

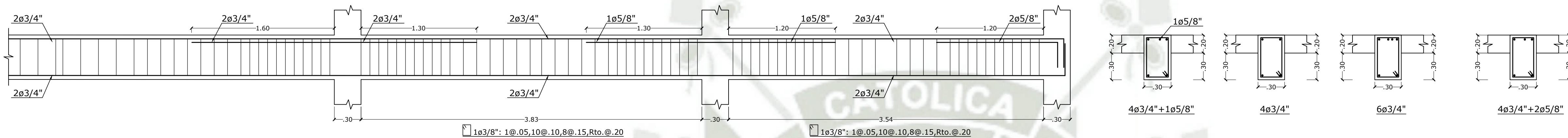


VIGA V-110 (.30x.50)

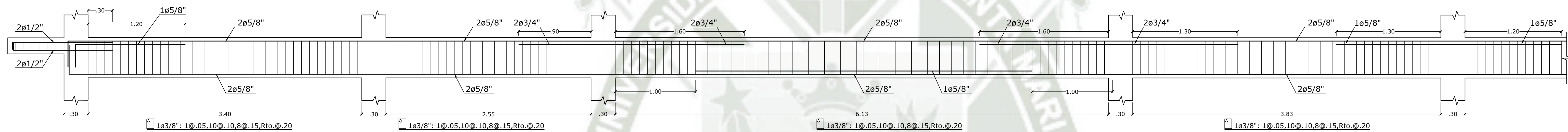
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA	
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA	
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA	E-14



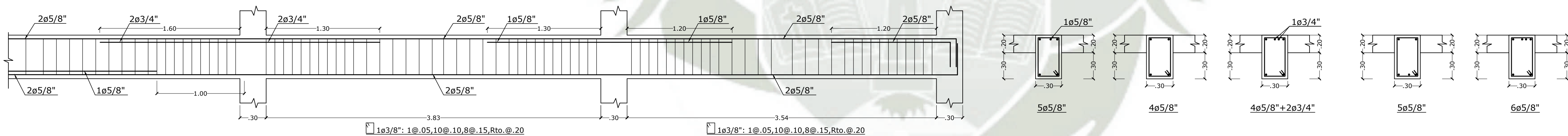
VIGA V-210 (.30x.50)



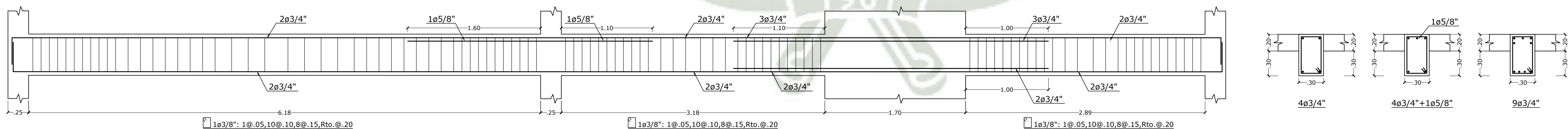
VIGA V-210 (.30x.50)



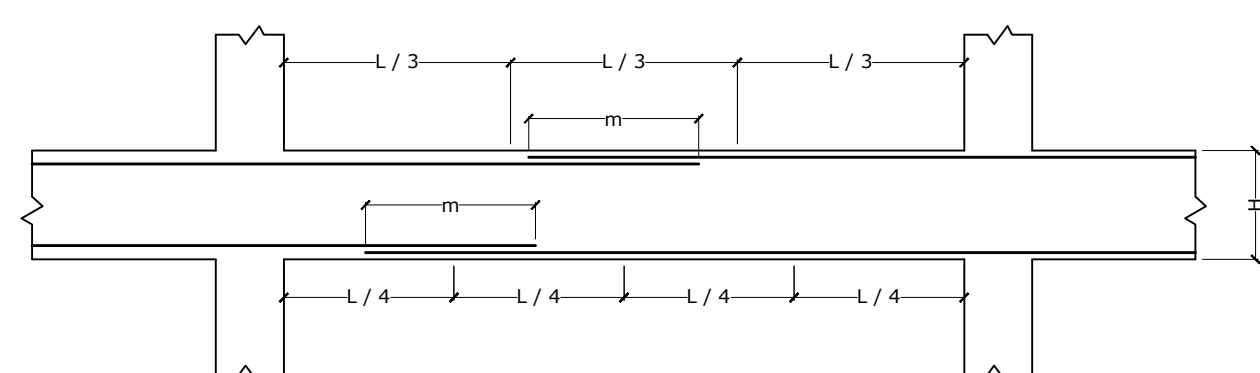
VIGA V-310 (.30x.50)



VIGA V-310 (.30x.50)

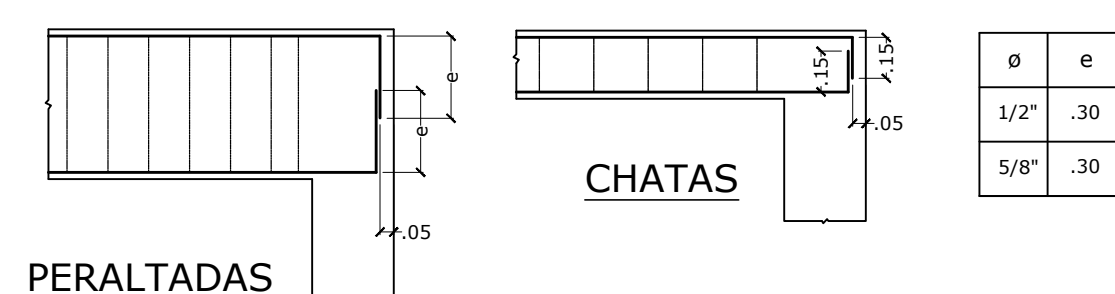


VIGA V-107A (.30x.50)



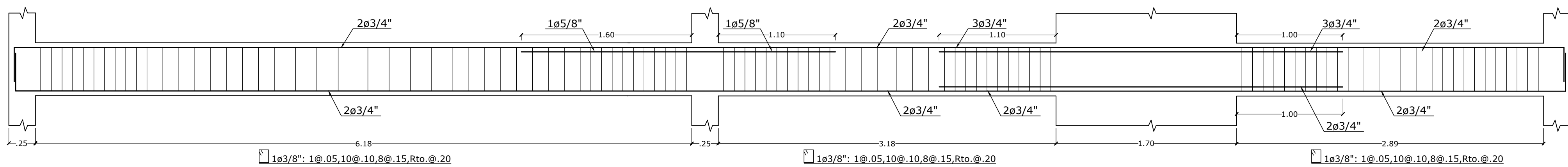
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m			
ø	Refuerzo inferior H cualquier	Refuerzo superior H<30	Refuerzo superior H>=30
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	45
5/8"	50	45	60
3/4"	65	50	70
1"	115	90	125

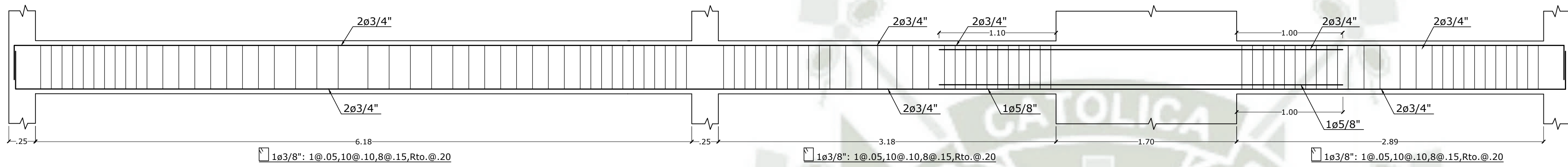
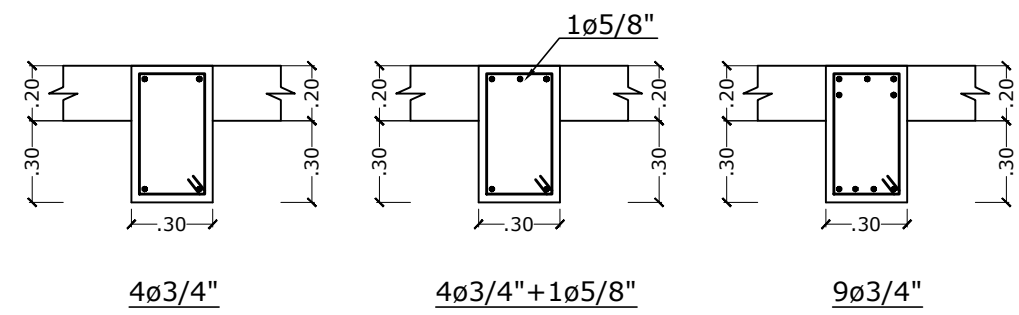


ANCLAJE DE VIGAS

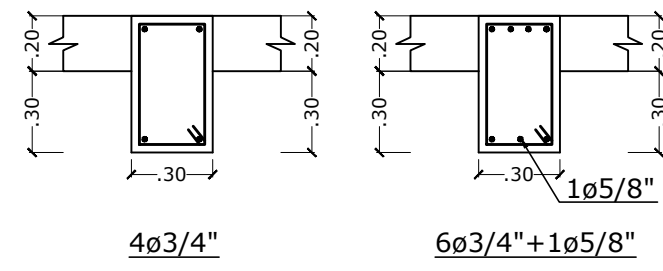
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



VIGA V-207A (.30x.50)



VIGA V-307A (.30x.50)



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE TESIS:	COMPARACION TECNIICA-ECONOMICA DE UNA EDIFICACION CON EMPOTRAMIENTO RIGIDO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
AUTOR:	LAZO JUSTO, LELIA VIELKA
PLANO:	EDIFICACION CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

HOJA DE METRADOS - ESTRUCTURA

COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA								
TESIS:								
CODIGO	PARTIDAS	UNID.	N. VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTO		
01	ESTRUCTURAS							
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA			ANCHO	LARGO	PROF		456.60
	EJE 1 P-1	M3	1	2.85	2.05	2.40	14.02	
	EJE 1 P-2	M3	1	2.40	1.6	2.40	9.22	
	EJE 1 P-3 Y P-4	M3	1	4.65	1.9	2.40	21.20	
	EJE 2-3 C-9 P-5	M3	1	1.95	6.55	2.40	30.65	
	EJE 2 C-1	M3	1	2.40	2.10	2.40	12.10	
	EJE 2 C-2 Y C-3	M3	1	4.60	1.90	2.40	20.98	
	EJE 3 P-6	M3	1	3.45	2.55	2.40	21.11	
	EJE 2 - C-13 Y C-5	M4	1	4.60	2.40	2.40	26.50	
	EJE 4 P-8	M3	1	1.95	4.15	2.40	19.42	
	EJE 4 P-9	M3	1	3.50	2.60	2.40	6.24	
	EJE 4 -C-14 C-6 Y P-10	M3	1	8.55	2.55	2.40	52.33	
	EJE 5 C-15	M3	1	2.50	2.00	2.40	12.00	
	EJE 5 - C-10	M3	1	2.40	2.10	2.40	12.10	
	EJE 5- C-12 Y C-7	M3	1	4.60	2.55	2.40	28.15	
	EJE 5- P-15	M3	1	1.90	3.40	2.40	15.50	
	EJE 6 P-11	M3	1	3.15	2.25	2.40	17.01	
	EJE 6 P-12	M3	1	2.70	1.80	2.40	11.66	
	EJE 6 - P-13 Y C-8	M3	1	4.65	1.70	2.40	18.97	
	EJE 6 P-14	M3	1	3.35	1.90	2.40	15.28	
	EJE 1-2-3	M3	1	3.20	12.00	2.40	92.16	
01.01.02	RELLENO MANUAL CON MATERIAL PROPIO							266.35
	EJE 1 P-1	M3	1	2.85	2.05	1.40	8.18	
	EJE 1 P-2	M3	1	2.40	1.6	1.40	5.38	
	EJE 1 P-3 Y P-4	M3	1	4.65	1.9	1.40	12.37	
	EJE 2-3 C-9 P-5	M3	1	1.95	6.55	1.40	17.88	
	EJE 2 C-1	M3	1	2.40	2.10	1.40	7.06	
	EJE 2 C-2 Y C-3	M3	1	4.60	1.90	1.40	12.24	
	EJE 3 P-6	M3	1	3.45	2.55	1.40	12.32	
	EJE 2 - C-13 Y C-5	M4	1	4.60	2.40	1.40	15.46	
	EJE 4 P-8	M3	1	1.95	4.15	1.40	11.33	
	EJE 4 P-9	M3	1	3.50	2.60	1.40	3.64	
	EJE 4 -C-14 C-6 Y P-10	M3	1	8.55	2.55	1.40	30.52	
	EJE 5 C-15	M3	1	2.50	2.00	1.40	7.00	
	EJE 5 - C-10	M3	1	2.40	2.10	1.40	7.06	
	EJE 5- C-12 Y C-7	M3	1	4.60	2.55	1.40	16.42	
	EJE 5- P-15	M3	1	1.90	3.40	1.40	9.04	
	EJE 6 P-11	M3	1	3.15	2.25	1.40	9.92	
	EJE 6 P-12	M3	1	2.70	1.80	1.40	6.80	
	EJE 6 - P-13 Y C-8	M3	1	4.65	1.70	1.40	11.07	
	EJE 6 P-14	M3	1	3.35	1.90	1.40	8.91	
	EJE 1-2-3	M3	1	3.20	12.00	1.40	53.76	
01.01.03	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	M3		Fac	1.15	190	218.79	218.79
01.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3		Fac	1.15			218.79

01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
01.02.01	SOLADOS Y CIMENTACIONES							
01.02.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS E=20, 1:12 CEM/HORM		NVECES	Y	X	ALTO	VOL	38.05
	EJE 1 P-1	M3	1	2.85	2.05	0.20	1.17	
	EJE 1 P-2	M3	1	2.40	1.6	0.20	0.77	
	EJE 1 P-3 Y P-4	M3	1	4.65	1.9	0.20	1.77	
	EJE 2-3 C-9 P-5	M3	1	1.95	6.55	0.20	2.55	
	EJE 2 C-11	M3	1	2.40	2.10	0.20	1.01	
	EJE 2 C-2 Y C-7	M3	1	4.60	1.90	0.20	1.75	
	EJE 3 P-6	M3	1	3.45	2.55	0.20	1.76	
	EJE 2 - C-3 Y C-8	M4	1	4.60	2.40	0.20	2.21	
	EJE 4 P-8	M3	1	1.95	4.15	0.20	1.62	
	EJE 4 P-9	M3	1	3.50	2.60	0.20	0.52	
	EJE 4 -C-4 C-9 Y P-10	M3	1	8.55	2.55	0.20	4.36	
	EJE 5 C-14	M3	1	2.50	2.00	0.20	1.00	
	EJE 5 - C-12	M3	1	2.40	2.10	0.20	1.01	
	EJE 5- C-10 Y C-5	M3	1	4.60	2.55	0.20	2.35	
	EJE 5- P-15	M3	1	1.90	3.40	0.20	1.29	
	EJE 6 P-11	M3	1	3.15	2.25	0.20	1.42	
	EJE 6 P-12	M3	1	2.70	1.80	0.20	0.97	
	EJE 6 - P-13 Y C-6	M3	1	4.65	1.70	0.20	1.58	
	EJE 6 P-14	M3	1	3.35	1.90	0.20	1.27	
	EJE 1-2-3	M3	1	3.20	12.00	0.20	7.68	
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
01.03.01	VIGAS DE CIMENTACION							36.04
01.03.01.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2			LARGO	ANCHO	ALTO	VOLUMEN	
	VC-2	M3	1	2.20	0.30	0.80	0.53	
		M3	1	3.70	0.30	0.80	0.89	
	VC-8	M3	1	1.90	0.40	1.20	0.91	
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE 2							
	VC-3	M3	1	3.25	0.30	0.80	0.78	
		M3	1	4.20	0.30	0.80	1.01	
	VC-9	M3	1	4.35	0.30	0.80	1.04	
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE 3							
	VC-4	M3	1	3.45	0.30	0.80	0.83	
		M3	1	3.45	0.30	0.80	0.83	
	VC-10	M3	1	1.95	0.30	0.80	0.47	
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE 4							
	VC-5	M3	1	3.00	0.30	0.80	0.72	
		M3	1	3.90	0.30	0.80	0.94	
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE 5							
	VC-6	M3	1	2.95	0.30	0.80	0.71	
		M3	1	4.20	0.30	0.80	1.01	
		M3	1	1.80	0.30	0.80	0.43	
		M3	1	3.40	0.30	0.80	0.82	
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE 6							
	VC-7	M3	1	2.06	0.30	0.80	0.49	

	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE F					0.00		
	VC-12	M3	1	3.25	0.80	5.20	13.52	
	VC-12A	M3	1	3.43	0.80	5.49	15.06	
	VC-12A	M3	1	2.73	0.80	4.37	9.54	
	VC-12A	M4	2	3.54	0.80	5.66	32.08	
						0.00		
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE E					0.00		
	VC-13	M3	1	3.39	0.80	5.42	14.71	
	VC-14	M3	1	2.54	0.80	4.06	8.26	
	VC-15	M3	1	6.13	1.20	14.71	108.22	
	VC-16	M3	1	7.37	0.80	11.79	69.53	
						0.00		
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE D					0.00		
	VC-14	M3	1	19.45	0.80	31.12	484.23	
						0.00		
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE C					0.00		
	VC-15	M3	1	19.45	0.80	31.12	484.23	
						0.00		
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE A					0.00		
	VC-16	M3	1	12.00	0.80	19.20	184.32	
01.03.02	ZAPATAS							
01.03.02.01	ZAPATAS, CONCRETO F'C=280 KG/CM2		NVECES	Y	X	ALTO	VOL	152.20
	EJE 1 P-1	M3	1	2.85	2.05	0.80	4.67	
	EJE 1 P-2	M3	1	2.40	1.6	0.80	3.07	
	EJE 1 P-3 Y P-4	M3	1	4.65	1.9	0.80	7.07	
	EJE 2-3 C-13 P-5	M3	1	1.95	6.55	0.80	10.22	
	EJE 2 C-1	M3	1	2.40	2.10	0.80	4.03	
	EJE 2 C-2 Y C-3	M3	1	4.60	1.90	0.80	6.99	
	EJE 3 P-6	M3	1	3.45	2.55	0.80	7.04	
	EJE 2 - C-3 Y C-8	M4	1	4.60	2.40	0.80	8.83	
	EJE 4 P-8	M3	1	1.95	4.15	0.80	6.47	
	EJE 4 P-9	M3	1	3.50	2.60	0.80	2.08	
	EJE 4 -C-14 C-6 Y P-10	M3	1	8.55	2.55	0.80	17.44	
	EJE 5 C-15	M3	1	2.50	2.00	0.80	4.00	
	EJE 5 - C-10	M3	1	2.40	2.10	0.80	4.03	
	EJE 5- C-12 Y C-7	M3	1	4.60	2.55	0.80	9.38	
	EJE 5- P-15	M3	1	1.90	3.40	0.80	5.17	
	EJE 6 P-11	M3	1	3.15	2.25	0.80	5.67	
	EJE 6 P-12	M3	1	2.70	1.80	0.80	3.89	
	EJE 6 - P-13 Y C-8	M3	1	4.65	1.70	0.80	6.32	
	EJE 6 P-14	M3	1	3.35	1.90	0.80	5.09	
	EJE 1-2-3	M3	1	3.20	12.00	0.80	30.72	
01.03.03	PLACAS ESTRUCTURALES							
01.03.03.01	PLACAS ESTRUCTURALES - CONCRETO F'C=280 kg/cm2							216.96
	CIMENTACION-PRIMER NIVEL				AREA	ALTO		
	PLACA 1	M3	1	AREA	0.33	4.00	1.32	
	PLACA 2	M3	1	AREA	0.33	4.00	1.32	
	PLACA 3	M3	1	AREA	0.33	4.00	1.32	
	PLACA 4	M3	1	AREA	2.10	4.00	8.40	
	PLACA 5	M3	1	AREA	0.75	4.00	3.00	
	PLACA 6	M3	1	AREA	0.36	4.00	1.44	
	PLACA 7	M3	1	AREA	0.53	4.00	2.10	

	PLACA 8	M3	1	AREA	0.75	4.00	3.00	
	PLACA 9	M3	1	AREA	0.36	4.00	1.44	
	PLACA 10	M3	1	AREA	0.53	4.00	2.10	
	PLACA 11	M3	1	AREA	0.36	4.00	1.44	
	PLACA 12	M3	1	AREA	0.36	4.00	1.44	
	PLACA 13	M3	1	AREA	0.33	4.00	1.32	
	PLACA 14	M3	1	AREA	0.53	4.00	2.10	
	PLACA 15	M3	1	AREA	0.54	4.00	2.16	
	2DO NIVEL AL 10 NIVEL							
	PLACA 1	M3	9	AREA	0.33	2.40	7.13	
	PLACA 2	M3	9	AREA	0.33	2.40	7.13	
	PLACA 3	M3	9	AREA	0.33	2.40	7.13	
	PLACA 4	M3	9	AREA	2.10	2.40	45.36	
	PLACA 5	M3	9	AREA	0.75	2.40	16.20	
	PLACA 6	M3	9	AREA	0.36	2.40	7.78	
	PLACA 7	M3	9	AREA	0.53	2.40	11.34	
	PLACA 8	M3	9	AREA	0.75	2.40	16.20	
	PLACA 9	M3	9	AREA	0.36	2.40	7.78	
	PLACA 10	M3	9	AREA	0.53	2.40	11.34	
	PLACA 11	M3	9	AREA	0.36	2.40	7.78	
	PLACA 12	M3	9	AREA	0.36	2.40	7.78	
	PLACA 13	M3	9	AREA	0.33	2.40	7.13	
	PLACA 14	M3	9	AREA	0.53	2.40	11.34	
	PLACA 15	M3	9	AREA	0.54	2.40	11.66	
01.03.03.02	PLACAS ESTRUCTURALES - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							1676.75
	PRIMER PISO				PERIM	ALTO		
	PLACA 1	M2	1	PERIM	2.80	4.00	11.20	
	PLACA 2	M2	1	PERIM	2.80	4.00	11.20	
	PLACA 3	M2	1	PERIM	2.80	4.00	11.20	
	PLACA 4	M2	1	PERIM	14.60	4.00	58.39	
	PLACA 5	M2	1	PERIM	5.60	4.00	22.40	
	PLACA 6	M2	1	PERIM	3.00	4.00	12.00	
	PLACA 7	M2	1	PERIM	4.10	4.00	16.40	
	PLACA 8	M2	1	PERIM	5.60	4.00	22.40	
	PLACA 9	M2	1	PERIM	3.00	4.00	12.00	
	PLACA 10	M2	1	PERIM	4.10	4.00	16.40	
	PLACA 11	M2	1	PERIM	3.00	4.00	12.00	
	PLACA 12	M2	1	PERIM	3.00	4.00	12.00	
	PLACA 13	M2	1	PERIM	2.80	4.00	11.20	
	PLACA 14	M2	1	PERIM	4.10	4.00	16.40	
	PLACA 15	M2	1	PERIM	4.20	4.00	16.80	
	2DO NIVEL AL 10 NIVEL							
	PLACA 1	M2	9	PERIM	2.80	2.40	60.48	
	PLACA 2	M2	9	PERIM	2.80	2.40	60.48	
	PLACA 3	M2	9	PERIM	2.80	2.40	60.48	
	PLACA 4	M2	9	PERIM	14.60	2.40	315.32	
	PLACA 5	M2	9	PERIM	5.60	2.40	120.96	
	PLACA 6	M2	9	PERIM	3.00	2.40	64.80	
	PLACA 7	M2	9	PERIM	4.10	2.40	88.56	
	PLACA 8	M2	9	PERIM	5.60	2.40	120.96	
	PLACA 9	M2	9	PERIM	3.00	2.40	64.80	

	PLACA 10	M2	9	PERIM	4.10	2.40	88.56	
	PLACA 11	M2	9	PERIM	3.00	2.40	64.80	
	PLACA 12	M2	9	PERIM	3.00	2.40	64.80	
	PLACA 13	M2	9	PERIM	2.80	2.40	60.48	
	PLACA 14	M2	9	PERIM	4.10	2.40	88.56	
	PLACA 15	M2	9	PERIM	4.20	2.40	90.72	
01.03.04	COLUMNAS							
01.03.04.01	COLUMNAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2							64.51
	CIMENTACION-PRIMER NIVEL				AREA	ALTO		
	COLUMNA 1	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 2	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 3	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 4	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 5	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 6	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 7	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 8	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 9	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 10	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 11	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 12	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 13	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 14	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	2DO NIVEL AL 10 NIVEL							
	COLUMNA 1	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 2	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 3	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 4	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 5	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 6	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 7	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 8	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 9	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 10	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 11	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 12	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 13	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 14	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
01.03.04.02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							645.12
	CIMENTACION-PRIMER NIVEL				PERIME	ALTO	AREA	
	COLUMNA 1	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 2	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 3	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 4	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 5	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 6	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 7	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 8	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 9	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 10	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 11	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	

	COLUMNA 12	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 13	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 14	m2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	DEL 2DO NIVEL AL 10MO							
	COLUMNA 1	m2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 2	m2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 3	m2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 4	m2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 5	m3	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 6	m4	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 7	m2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 8	m2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 9	m2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 10	m2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 11	m3	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 12	m4	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 13	m5	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 14	m6	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
01.03.05	VIGAS							
01.03.05.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2			LARGO	BASE	ALTURA	VOLUMEN	264.85
	EJE F V-113	M3	10	14.75	0.30	0.50	22.13	
	EJE E V-112	M3	10	19.44	0.30	0.50	29.16	
	EJE D V-111	M3	10	19.45	0.30	0.50	29.18	
	EJE C V-110	M3	10	18.26	0.30	0.50	27.39	
	EJE C' V-109	M3	10	3.60	0.15	0.50	2.70	
	EJE B V-108	M3	10	1.40	0.30	0.50	2.10	
	EJE A V-107	M3	10	3.20	0.30	0.50	4.80	
	EJE A V-107A	M3	10	12.00	0.30	0.50	18.00	
	EJE 1 V-101	M3	10	9.33	0.30	0.50	14.00	
	EJE 1' V-102	M3	10	2.20	0.30	0.50	3.30	
	EJE 2 V-102A	M3	10	9.25	0.30	0.50	13.88	
	EJE 3 V-103	M3	10	10.63	0.30	0.50	15.95	
	EJE 4 V-104	M3	10	10.64	0.30	0.50	15.96	
	EJE 5 V-105	M3	10	12.35	0.30	0.50	18.53	
	EJE 6 V-106	M3	10	9.20	0.30	0.50	13.80	
	V-22	M3	10	3.40	0.25	0.20	1.70	
	V-14	M3	10	3.70	0.25	0.20	1.85	
	V	M3	10	6.45	0.40	0.20	5.16	
	v-14	M3	10	7.90	0.40	0.20	6.32	
	VOLADO	M3	10	31.61	0.30	0.20	18.97	
01.03.05.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			LARGO	BASE	ALTURA		1490.59
	EJE F V-113 VIGA DE BORDE	M3	10	14.75	0.30	0.50	118.00	
	EJE E V-112	M3	10	19.44	0.30	0.50	155.52	
	EJE D V-111	M3	10	19.45	0.30	0.50	155.60	
	EJE C V-110	M3	10	18.26	0.30	0.50	146.08	
	EJE C' V-109	M3	10	3.60	0.15	0.50	23.40	
	EJE B V-108	M3	10	1.40	0.30	0.50	11.20	
	EJE A V-107	M3	10	3.20	0.30	0.50	25.60	
	EJE A V-107A VIGA DE BORDE	M3	10	12.00	0.30	0.50	96.00	
	EJE 1 V-101 VIGA DE BORDE	M3	10	9.33	0.30	0.50	74.64	
	EJE 1' V-102A	M3	10	2.20	0.30	0.50	17.60	

	EJE 2 V-102A	M3	10	9.25	0.30	0.50	74.00	
	EJE 3 V-103	M3	10	10.63	0.30	0.50	85.04	
	EJE 4 V-104	M3	10	10.64	0.30	0.50	85.12	
	EJE 5 V-105	M3	10	12.35	0.30	0.50	98.80	
	EJE 6 V-106 VIGA DE BORDE	M3	10	9.20	0.30	0.50	73.60	
	V-22	M3	10	3.40	0.25	0.20	15.30	
	V-14	M3	10	7.90	0.25	0.20	35.55	
	V(0.40x0.20)	M3	10	4.50	0.40	0.20	27.00	
	v-14	M3	10	4.50	0.40	0.20	27.00	
	v-14	M3	10	3.78	0.25	0.20	17.01	
	VOLADO	M3	10	24.57	0.20	0.20	98.28	
	VOLADO	M3	10	6.05	0.30	0.20	30.25	
01.03.06	LOSA ALIGERADA							
01.03.06.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KG/CM2 20cm		CANTI		AREA	Fac	VOL	218.91
	PRIMER NIVEL AL 10MO NIVEL							
		M3	10	Area	11.56	0.09	10.40	
		M3	10	Area	8.67	0.09	7.80	
		M4	10	Area	12.93	0.09	11.64	
		M5	10	Area	6.4	0.09	5.76	
		M3	10	Area	8.585	0.09	7.73	
		M3	10	Area	3.077	0.09	2.77	
		M3	10	Area	12.036	0.09	10.83	
		M3	10	Area	13.26	0.09	11.93	
		M3	10	Area	12.78	0.09	11.50	
		M3	10	Area	4.97	0.09	4.47	
		M3	10	Area	5.50	0.09	4.95	
		M3	10	Area	14.40	0.09	12.96	
		M3	10	Area	11.37	0.09	10.23	
		M3	10	Area	11.37	0.09	10.23	
		M3	10	Area	4.14	0.09	3.73	
		M3	10	Area	15.93	0.09	14.34	
		M3	10	Area	6.24	0.09	5.62	
		M3	10	Area	4.93	0.09	4.44	
		M3	10	Area	7.47	0.09	6.72	
		M3	10	Area	6.90	0.09	6.21	
		M3	10	Area	7.57	0.09	6.81	
		M3	10	Area	13.64	0.09	12.28	
		M3	10	Area	14.17	0.09	12.75	
		M3	10	Area	13.10	0.09	11.79	
		M3	10	Area	1.58	0.09	1.42	
		M3	10	Area	1.77	0.09	1.59	
		M3	10	Area	4.05	0.09	3.65	
		M3	10	Area	3.07	0.09	2.76	
		M3	10	Area	1.77	0.09	1.59	
01.03.06.02	LOSA ALIGERADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							2432.34
			NUM.		AREA	ESPE	AREA	
			10				243.2344	
01.03.06.04	LOSA ALIGERADA - LADRILLO HUECO 15X30X30							20188
			10	Area	243.23	8.30	20188.46	

HOJA DE METRADOS - ESTRUCTURA								
TESIS:	COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA							
CODIGO	PARTIDAS	UNID.	N. VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTO		
01	ESTRUCTURAS							
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA			ANCHO	LARGO	PROF		402.88
	EJE 1 P-1	M3	1	2.70	1.9	2.40	12.31	
	EJE 1 P-2	M3	1	2.30	1.5	2.40	8.28	
	EJE 1 P-3 Y P-4	M3	1	4.45	1.7	2.40	18.16	
	EJE 2-3 C-9 P-5	M3	1	1.75	6.35	2.40	26.67	
	EJE 2 C-1	M3	1	2.10	1.80	2.40	9.07	
	EJE 2 C-2 Y C-3	M3	1	4.25	1.55	2.40	15.81	
	EJE 3 P-6	M3	1	2.95	2.05	2.40	14.51	
	EJE 2 - C-13 Y C-5	M4	1	4.40	2.20	2.40	23.23	
	EJE 4 P-8	M3	1	1.95	4.15	2.40	19.42	
	EJE 4 P-9	M3	1	3.10	2.20	2.40	5.28	
	EJE 4 -C-14 C-6 Y P-10	M3	1	8.35	2.35	2.40	47.09	
	EJE 5 C-15	M3	1	2.30	1.80	2.40	9.94	
	EJE 5 - C-10	M3	1	2.20	1.90	2.40	10.03	
	EJE 5- C-12 Y C-7	M3	1	4.40	2.35	2.40	24.82	
	EJE 5- P-15	M3	1	1.80	3.30	2.40	14.26	
	EJE 6 P-11	M3	1	3.05	2.15	2.40	15.74	
	EJE 6 P-12	M3	1	2.20	1.30	2.40	6.86	
	EJE 6 - P-13 Y C-8	M3	1	4.65	1.70	2.40	18.97	
	EJE 6 P-14	M3	1	3.25	1.80	2.40	14.04	
	EJE 1-2-3	M3	1	3.10	11.88	2.40	88.39	
01.01.02	RELLENO MANUAL CON MATERIAL PROPIO							235.02
	EJE 1 P-1	M3	1	2.70	1.9	1.40	7.18	
	EJE 1 P-2	M3	1	2.30	1.5	1.40	4.83	
	EJE 1 P-3 Y P-4	M3	1	4.45	1.7	1.40	10.59	
	EJE 2-3 C-9 P-5	M3	1	1.75	6.35	1.40	15.56	
	EJE 2 C-1	M3	1	2.10	1.80	1.40	5.29	
	EJE 2 C-2 Y C-3	M3	1	4.25	1.55	1.40	9.22	
	EJE 3 P-6	M3	1	2.95	2.05	1.40	8.47	
	EJE 2 - C-13 Y C-5	M4	1	4.40	2.20	1.40	13.55	
	EJE 4 P-8	M3	1	1.95	4.15	1.40	11.33	
	EJE 4 P-9	M3	1	3.10	2.20	1.40	3.08	
	EJE 4 -C-14 C-6 Y P-10	M3	1	8.35	2.35	1.40	27.47	
	EJE 5 C-15	M3	1	2.30	1.80	1.40	5.80	
	EJE 5 - C-10	M3	1	2.20	1.90	1.40	5.85	
	EJE 5- C-12 Y C-7	M3	1	4.40	2.35	1.40	14.48	
	EJE 5- P-15	M3	1	1.80	3.30	1.40	8.32	
	EJE 6 P-11	M3	1	3.05	2.15	1.40	9.18	
	EJE 6 P-12	M3	1	2.20	1.30	1.40	4.00	
	EJE 6 - P-13 Y C-8	M3	1	4.65	1.70	1.40	11.07	
	EJE 6 P-14	M3	1	3.25	1.80	1.40	8.19	
	EJE 1-2-3	M3	1	3.10	11.88	1.40	51.56	
01.01.03	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	M3		Fac	1.15	168	193.05	193.05

01.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3		Fac	1.15		193.05	193.05
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
01.02.01	SOLADOS Y CIMENTACIONES							
01.02.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS E=20, 1:12 CEM/HORM		NVECES	Y	X	ALTO	VOL	25.04
	EJE 1 P-1	M3	1	2.70	1.9	0.20	1.03	
	EJE 1 P-2	M3	1	2.30	1.5	0.20	0.69	
	EJE 1 P-3 Y P-4	M3	1	4.45	1.7	0.20	1.51	
	EJE 2-3 C-9 P-5	M3	1	1.75	6.35	0.20	2.22	
	EJE 2 C-1	M3	1	2.10	1.80	0.20	0.76	
	EJE 2 C-2 Y C-3	M3	1	4.25	1.55	0.20	1.32	
	EJE 3 P-6	M3	1	2.95	2.05	0.20	1.21	
	EJE 2 - C-13 Y C-5	M4	1	4.40	2.20	0.20	1.94	
	EJE 4 P-8	M3	1	1.95	4.15	0.20	1.62	
	EJE 4 P-9	M3	1	3.10	2.20	0.20	0.44	
	EJE 4 - C-14 C-6 Y P-10	M3	1	8.35	2.35	0.20	3.92	
	EJE 5 C-15	M3	1	2.30	1.80	0.20	0.83	
	EJE 5 - C-10	M3	1	2.20	1.90	0.20	0.84	
	EJE 5- C-12 Y C-7	M3	1	4.40	2.35	0.20	2.07	
	EJE 5- P-15	M3	1	1.80	3.30	0.20	1.19	
	EJE 6 P-11	M3	1	3.05	2.15	0.20	1.31	
	EJE 6 P-12	M3	1	2.20	1.30	0.20	0.57	
	EJE 6 - P-13 Y C-8	M3	1	4.65	1.70	0.20	1.58	
	EJE 6 P-14	M3	1	3.25	1.80	0.20	1.17	
	EJE 1-2-3	M3	1	3.10	11.88	0.20	7.37	
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
01.03.01	VIGAS DE CIMENTACION							36.04
01.03.01.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2			LARGO	ANCHO	ALTO	VOLUMEN	
	VC-2	M3	1	2.20	0.30	0.80	0.53	
		M3	1	3.70	0.30	0.80	0.89	
	VC-8	M3	1	1.90	0.40	1.20	0.91	
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE 2							
	VC-3	M3	1	3.25	0.30	0.80	0.78	
		M3	1	4.20	0.30	0.80	1.01	
	VC-9	M3	1	4.35	0.30	0.80	1.04	
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE 3							
	VC-4	M3	1	3.45	0.30	0.80	0.83	
		M3	1	3.45	0.30	0.80	0.83	
	VC-10	M3	1	1.95	0.30	0.80	0.47	
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE 4							
	VC-5	M3	1	3.00	0.30	0.80	0.72	
		M3	1	3.90	0.30	0.80	0.94	
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE 5							
	VC-6	M3	1	2.95	0.30	0.80	0.71	
		M3	1	4.20	0.30	0.80	1.01	
		M3	1	1.80	0.30	0.80	0.43	
		M3	1	3.40	0.30	0.80	0.82	

	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE 6					0.00		
	VC-7	M3	1	2.06	0.80	3.30	5.43	
		M3	1	3.60	0.80	5.76	16.59	
	VC-11	M3	1	1.95	0.80	3.12	4.87	
						0.00		
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE F					0.00		
	VC-12	M3	1	3.25	0.80	5.20	13.52	
	VC-12A	M3	1	3.43	0.80	5.49	15.06	
	VC-12A	M3	1	2.73	0.80	4.37	9.54	
	VC-12A	M4	2	3.54	0.80	5.66	32.08	
						0.00		
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE E					0.00		
	VC-13	M3	1	3.39	0.80	5.42	14.71	
	VC-14	M3	1	2.54	0.80	4.06	8.26	
	VC-15	M3	1	6.13	1.20	14.71	108.22	
	VC-16	M3	1	7.37	0.80	11.79	69.53	
						0.00		
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE D					0.00		
	VC-14	M3	1	19.45	0.80	31.12	484.23	
						0.00		
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE C					0.00		
	VC-15	M3	1	19.45	0.80	31.12	484.23	
						0.00		
	VIGAS DE CIMENT, CONC 280 KG/CM2 EJE A					0.00		
	VC-16	M3	1	12.00	0.80	19.20	184.32	
01.03.02	ZAPATAS							
01.03.02.01	ZAPATAS, CONCRETO F'C=280 KG/CM2		NVECES	Y	X	ALTO	VOL	134.29
	EJE 1 P-1	M3	1	2.70	1.9	0.80	4.10	
	EJE 1 P-2	M3	1	2.30	1.5	0.80	2.76	
	EJE 1 P-3 Y P-4	M3	1	4.45	1.7	0.80	6.05	
	EJE 2-3 C-9 P-5	M3	1	1.75	6.35	0.80	8.89	
	EJE 2 C-1	M3	1	2.10	1.80	0.80	3.02	
	EJE 2 C-2 Y C-3	M3	1	4.25	1.55	0.80	5.27	
	EJE 3 P-6	M3	1	2.95	2.05	0.80	4.84	
	EJE 2 - C-13 Y C-5	M4	1	4.40	2.20	0.80	7.74	
	EJE 4 P-8	M3	1	1.95	4.15	0.80	6.47	
	EJE 4 P-9	M3	1	3.10	2.20	0.80	1.76	
	EJE 4 -C-14 C-6 Y P-10	M3	1	8.35	2.35	0.80	15.70	
	EJE 5 C-15	M3	1	2.30	1.80	0.80	3.31	
	EJE 5 - C-10	M3	1	2.20	1.90	0.80	3.34	
	EJE 5- C-12 Y C-7	M3	1	4.40	2.35	0.80	8.27	
	EJE 5- P-15	M3	1	1.80	3.30	0.80	4.75	
	EJE 6 P-11	M3	1	3.05	2.15	0.80	5.25	
	EJE 6 P-12	M3	1	2.20	1.30	0.80	2.29	
	EJE 6 - P-13 Y C-8	M3	1	4.65	1.70	0.80	6.32	
	EJE 6 P-14	M3	1	3.25	1.80	0.80	4.68	
	EJE 1-2-3	M3	1	3.10	11.88	0.80	29.46	
01.03.03	PLACAS ESTRUCTURALES							
01.03.03.01	PLACAS ESTRUCTURALES - CONCRETO F'C=280 kg/cm2							183.33
	CIMENTACION-PRIMER NIVEL				AREA	ALTO		

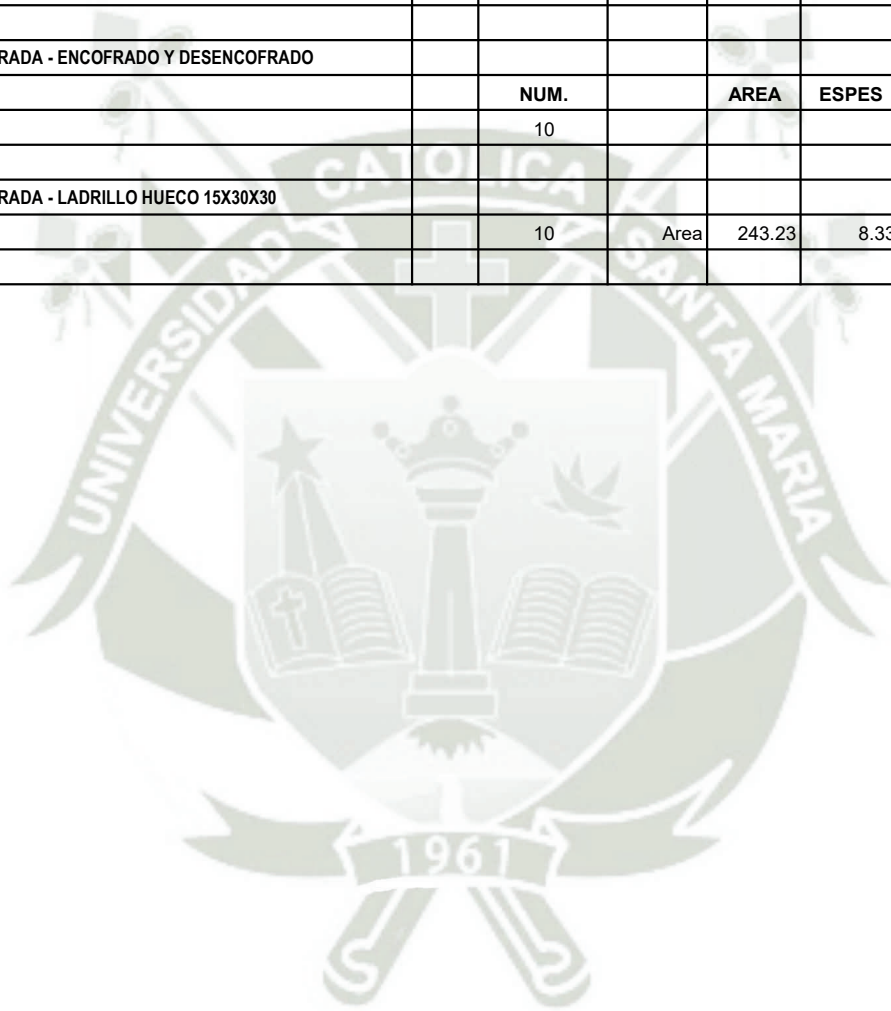
	PLACA 1	M3	1	AREA	0.28	4.00	1.10	
	PLACA 2	M3	1	AREA	0.28	4.00	1.10	
	PLACA 3	M3	1	AREA	0.28	4.00	1.10	
	PLACA 4	M3	1	AREA	1.92	4.00	7.70	
	PLACA 5	M3	1	AREA	0.60	4.00	2.40	
	PLACA 6	M3	1	AREA	0.30	4.00	1.20	
	PLACA 7	M3	1	AREA	0.44	4.00	1.75	
	PLACA 8	M3	1	AREA	0.60	4.00	2.40	
	PLACA 9	M3	1	AREA	0.30	4.00	1.20	
	PLACA 10	M3	1	AREA	0.44	4.00	1.75	
	PLACA 11	M3	1	AREA	0.30	4.00	1.20	
	PLACA 12	M3	1	AREA	0.30	4.00	1.20	
	PLACA 13	M3	1	AREA	0.28	4.00	1.10	
	PLACA 14	M3	1	AREA	0.44	4.00	1.75	
	PLACA 15	M3	1	AREA	0.43	4.00	1.70	
	2DO NIVEL AL 10 NIVEL							
	PLACA 1	M3	9	AREA	0.28	2.40	5.94	
	PLACA 2	M3	9	AREA	0.28	2.40	5.94	
	PLACA 3	M3	9	AREA	0.28	2.40	5.94	
	PLACA 4	M3	9	AREA	1.92	2.40	41.56	
	PLACA 5	M3	9	AREA	0.60	2.40	12.96	
	PLACA 6	M3	9	AREA	0.30	2.40	6.48	
	PLACA 7	M3	9	AREA	0.44	2.40	9.45	
	PLACA 8	M3	9	AREA	0.60	2.40	12.96	
	PLACA 9	M3	9	AREA	0.30	2.40	6.48	
	PLACA 10	M3	9	AREA	0.44	2.40	9.45	
	PLACA 11	M3	9	AREA	0.30	2.40	6.48	
	PLACA 12	M3	9	AREA	0.30	2.40	6.48	
	PLACA 13	M3	9	AREA	0.28	2.40	5.94	
	PLACA 14	M3	9	AREA	0.44	2.40	9.45	
	PLACA 15	M3	9	AREA	0.43	2.40	9.18	
01.03.03.02	PLACAS ESTRUCTURALES - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							1617.94
	PRIMER PISO				PERIM.	ALTO		
	PLACA 1	M2	1	AREA	2.70	3.80	10.26	
	PLACA 2	M2	1	AREA	2.70	3.80	10.26	
	PLACA 3	M2	1	AREA	2.70	3.80	10.26	
	PLACA 4	M2	1	AREA	14.80	3.80	56.23	
	PLACA 5	M2	1	AREA	5.30	3.80	20.14	
	PLACA 6	M2	1	AREA	2.90	3.80	11.02	
	PLACA 7	M2	1	AREA	4.00	3.80	15.20	
	PLACA 8	M2	1	AREA	5.30	3.80	20.14	
	PLACA 9	M2	1	AREA	2.90	3.80	11.02	
	PLACA 10	M2	1	AREA	4.00	3.80	15.20	
	PLACA 11	M2	1	AREA	2.90	3.80	11.02	
	PLACA 12	M2	1	AREA	2.90	3.80	11.02	
	PLACA 13	M2	1	AREA	2.70	3.80	10.26	
	PLACA 14	M2	1	AREA	4.00	3.80	15.20	
	PLACA 15	M2	1	AREA	3.90	3.80	14.82	

	2DO NIVEL AL 10 NIVEL							
	PLACA 1	M2	9	AREA	2.70	2.40	58.32	
	PLACA 2	M2	9	AREA	2.70	2.40	58.32	
	PLACA 3	M2	9	AREA	2.70	2.40	58.32	
	PLACA 4	M2	9	AREA	14.80	2.40	319.65	
	PLACA 5	M2	9	AREA	5.30	2.40	114.48	
	PLACA 6	M2	9	AREA	2.90	2.40	62.64	
	PLACA 7	M2	9	AREA	4.00	2.40	86.40	
	PLACA 8	M2	9	AREA	5.30	2.40	114.48	
	PLACA 9	M2	9	AREA	2.90	2.40	62.64	
	PLACA 10	M2	9	AREA	4.00	2.40	86.40	
	PLACA 11	M2	9	AREA	2.90	2.40	62.64	
	PLACA 12	M2	9	AREA	2.90	2.40	62.64	
	PLACA 13	M2	9	AREA	2.70	2.40	58.32	
	PLACA 14	M2	9	AREA	4.00	2.40	86.40	
	PLACA 15	M2	9	AREA	3.90	2.40	84.24	
01.03.04	COLUMNAS							
01.03.04.01	COLUMNAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2							64.51
	CIMENTACION-PRIMER NIVEL				AREA	ALTO		
	COLUMNA 1	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 2	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 3	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 4	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 5	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 6	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 7	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 8	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 9	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 10	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 11	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 12	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 13	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	COLUMNA 14	M3	1	AREA	0.18	4.00	0.72	
	2DO NIVEL AL 10 NIVEL							
	COLUMNA 1	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 2	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 3	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 4	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 5	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 6	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 7	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 8	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 9	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 10	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 11	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 12	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 13	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
	COLUMNA 14	M3	9	AREA	0.18	2.40	3.89	
01.03.04.02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							645.12

	CIMENTACION-PRIMER NIVEL				PERIME	ALTO	AREA	
	COLUMNA 1	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 2	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 3	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 4	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 5	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 6	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 7	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 8	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 9	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 10	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 11	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 12	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 13	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	COLUMNA 14	M2	1	PERIME	1.80	4.00	7.20	
	DEL 2DO NIVEL AL 10MO							
	COLUMNA 1	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 2	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 3	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 4	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 5	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 6	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 7	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 8	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 9	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 10	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 11	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 12	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 13	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
	COLUMNA 14	M2	9	PERIME	1.80	2.40	38.88	
01.03.05	VIGAS							
01.03.05.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2			LARGO	BASE	ALTURA	VOLUMEN	259.05
	EJE F V-113	M3	10	14.75	0.30	0.50	22.13	
	EJE E V-112	M3	10	19.44	0.30	0.50	29.16	
	EJE D V-111	M3	10	19.45	0.30	0.50	29.18	
	EJE C V-110	M3	10	18.26	0.30	0.50	27.39	
	EJE C' V-109	M3	10	3.60	0.15	0.50	2.70	
	EJE B V-108	M3	10	1.40	0.30	0.50	2.10	
	EJE A V-107	M3	10	3.20	0.30	0.50	4.80	
	EJE A V-107A	M3	10	12.00	0.30	0.50	18.00	
	EJE 1 V-101	M3	10	9.33	0.30	0.50	14.00	
	EJE 1' V-102A	M3	10	2.20	0.30	0.50	3.30	
	EJE 2 V-102A	M3	10	9.25	0.30	0.50	13.88	
	EJE 3 V-103	M3	10	10.63	0.30	0.50	15.95	
	EJE 4 V-104	M3	10	10.64	0.30	0.50	15.96	
	EJE 5 V-105	M3	10	12.35	0.30	0.50	18.53	
	EJE 6 V-106	M3	10	9.20	0.30	0.50	13.80	
	V-22	M3	10	3.40	0.25	0.20	1.70	
	V-14	M3	10	7.90	0.25	0.20	3.95	
	V(0.40x0.20)	M3	10	4.50	0.40	0.20	3.60	

	v-14	M3	10	4.50	0.40	0.20	3.60	
	v-14	M3	10	3.78	0.25	0.20	1.89	
	VOLADO	M3	10	24.57	0.20	0.20	9.83	
	VOLADO	M3	10	6.05	0.30	0.20	3.63	
01.03.05.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			LARGO	BASE	ALTURA	AREA	931.55
	EJE F V-113 VIGA DE BORDE	M3	10	14.75	0.30	0.50	76.25	
	EJE E V-112	M3	10	19.44	0.30	0.50	99.70	
	EJE D V-111	M3	10	19.45	0.30	0.50	99.75	
	EJE C V-110	M3	10	18.26	0.30	0.50	93.80	
	EJE C' V-109	M3	10	3.60	0.15	0.50	19.75	
	EJE B V-108	M3	10	1.40	0.30	0.50	9.50	
	EJE A V-107	M3	10	3.20	0.30	0.50	18.50	
	EJE A V-107A VIGA DE BORDE	M3	10	12.00	0.30	0.50	62.50	
	EJE 1 V-101 VIGA DE BORDE	M3	10	9.33	0.30	0.50	49.15	
	EJE 1' V-102A	M3	10	2.20	0.30	0.50	13.50	
	EJE 2 V-102A	M3	10	9.25	0.30	0.50	48.75	
	EJE 3 V-103	M3	10	10.63	0.30	0.50	55.65	
	EJE 4 V-104	M3	10	10.64	0.30	0.50	55.70	
	EJE 5 V-105	M3	10	12.35	0.30	0.50	64.25	
	EJE 6 V-106 VIGA DE BORDE	M3	10	9.20	0.30	0.50	48.50	
	V-22	M3	10	3.40	0.25	0.20	7.70	
	V-14	M3	10	7.90	0.25	0.20	16.70	
	V(0.40x0.20)	M3	10	4.50	0.40	0.20	10.20	
	v-14	M3	10	4.50	0.40	0.20	10.20	
	v-14	M3	10	3.78	0.25	0.20	8.46	
	VOLADO	M3	10	24.57	0.20	0.20	49.94	
	VOLADO	M3	10	6.05	0.30	0.20	13.10	
01.03.06	LOSA ALIGERADA							
01.03.06.01	LOSA ALIGERADA, CONCRETO F'C=280 KG/CM2 20cm		CANTI		AREA	Fac	VOL	218.91
	PRIMER NIVEL AL 10MO NIVEL							
		M3	10	Area	11.56	0.09	10.40	
		M3	10	Area	8.67	0.09	7.80	
		M4	10	Area	12.93	0.09	11.64	
		M5	10	Area	6.4	0.09	5.76	
		M3	10	Area	8.585	0.09	7.73	
		M3	10	Area	3.077	0.09	2.77	
		M3	10	Area	12.036	0.09	10.83	
		M3	10	Area	13.26	0.09	11.93	
		M3	10	Area	12.78	0.09	11.50	
		M3	10	Area	4.97	0.09	4.47	
		M3	10	Area	5.50	0.09	4.95	
		M3	10	Area	14.40	0.09	12.96	
		M3	10	Area	11.37	0.09	10.23	
		M3	10	Area	11.37	0.09	10.23	
		M3	10	Area	4.14	0.09	3.73	
		M3	10	Area	15.93	0.09	14.34	
		M3	10	Area	6.24	0.09	5.62	
		M3	10	Area	4.93	0.09	4.44	
		M3	10	Area	7.47	0.09	6.72	

		M3	10	Area	6.90	0.09	6.21	
		M3	10	Area	7.57	0.09	6.81	
		M3	10	Area	13.64	0.09	12.28	
		M3	10	Area	14.17	0.09	12.75	
		M3	10	Area	13.10	0.09	11.79	
		M3	10	Area	1.58	0.09	1.42	
		M3	10	Area	1.77	0.09	1.59	
		M3	10	Area	4.05	0.09	3.65	
		M3	10	Area	3.07	0.09	2.76	
		M3	10	Area	1.77	0.09	1.59	
01.03.06.02	LOSA ALIGERADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							2432.344
			NUM.		AREA	ESPES	AREA	
			10				243.2344	
01.03.06.04	LOSA ALIGERADA - LADRILLO HUECO 15X30X30							20261
			10	Area	243.23	8.33	20261.43	



Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto **01 - ESTRUCTURAS (EMPOTRAMIENTO RIGIDO)**

Cliente Usuario

Ubicación CAYMA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Mayo - 2022**

Partida	01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA				Rend:	180.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0044	27.85	0.12
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0444	19.03	0.84
							0.96
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.96	0.03
	49 01357	RETROEXCAVADOR SILLANTAS 58 HP 1 YD3.	HM	1.000	0.0444	145.00	6.44
							6.47
						Costo Unitario por M3 :	7.43

Partida	01.01.02	RELLENO MANUAL CON MATERIAL PROPIO				Rend:	30.0000 m3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0267	27.85	0.74
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.2667	21.12	5.63
	47 00009	PEON	HH	3.000	0.8000	17.19	13.75
							20.12
		Materiales					
	05 00002	AGUA	M3		0.1200	12.00	1.44
							1.44
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	20.12	0.60
	48 06878	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	1.000	0.2667	10.00	2.67
							3.27
						Costo Unitario por m3 :	24.83

Partida	01.01.03	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE				Rend:	6.0000 m3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1333	27.85	3.71
	47 00009	PEON	HH	1.000	1.3333	17.19	22.92
							26.63
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	26.63	0.80
							0.80
					Costo Unitario por m3 :		27.43

Partida	01.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				Rend:	250.0000 m3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Equipo					
	48 06874	CAMION VOLQUETE DE 10 m3	hm	3.000	0.0960	135.00	12.96
	49 07031	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm	1.000	0.0320	180.00	5.76
							18.72
					Costo Unitario por m3 :		18.72

Partida	01.02.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS E=20, 1:12 CEM/HORM					Rend:	100.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ		HH	0.200	0.0160	27.85	0.45	
47 00007	OPERARIO		HH	2.000	0.1600	21.12	3.38	
47 00009	PEON		HH	8.000	0.6400	17.19	11.00	
							14.83	
	Materiales							
05 00002	AGUA		M3		0.0900	12.00	1.08	

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN
Sub Presupuesto SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
01 - ESTRUCTURAS (EMPOTRAMIENTO RIGIDO)
Cliente Usuario
Ubicación CAYMA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Mayo - 2022

21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.4500	18.64	8.39
38 00005	HORMIGON	M3		0.1300	42.50	5.53
						15.00
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	14.83	0.44
49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.0800	8.75	0.70
						1.14
						Costo Unitario por m2 : 30.97

Partida	01.03.01.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2			Rend:	10.0000 m3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1600	27.85	4.46
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.6000	21.12	33.79
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.6000	19.03	30.45
47 00009	PEON	HH	10.000	8.0000	17.19	137.52
						206.22
	Materiales					
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00	25.00
05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00	2.16
05 07035	PIEDRA CHANCADA 3/4" - 1/2"	m3		0.8000	66.10	52.88
21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	18.64	167.76
						247.80
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	206.22	6.19
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.8000	6.35	5.08
49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.8000	8.75	7.00
						18.27
						Costo Unitario por m3 : 472.29

Partida	01.03.01.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			Rend:	9.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0889	27.85	2.48
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8889	21.12	18.77
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8889	19.03	16.92
47 00009	PEON	HH	0.500	0.4444	17.19	7.64
						45.81
	Materiales					
02 04961	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	KG		0.3500	4.25	1.49
02 06994	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2", 3" Y 4"	kg		0.2000	3.81	0.76
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.0000	5.72	22.88
						25.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	45.81	1.37
						1.37
						Costo Unitario por m2 : 72.31

Partida	01.03.01.03	VIGAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.			Rend:	250.0000 kg/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	27.85	0.09
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	21.12	0.68
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	19.03	0.61
						1.38
	Materiales					
02 04962	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	KG		0.0300	3.90	0.12
03 06859	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.06	4.26

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto **01 - ESTRUCTURAS (EMPOTRAMIENTO RIGIDO)**

Cliente Usuario

Ubicación CAYMA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Mayo - 2022**

						4.38
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.38	0.04
						0.04
					Costo Unitario por kg :	5.80

Partida	01.03.02.01	ZAPATAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2				Rend:	10.0000 m3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1600	27.85		4.46
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.6000	21.12		33.79
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.6000	19.03		30.45
47 00009	PEON	HH	8.000	6.4000	17.19		110.02
							178.72
	Materiales						
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00		25.00
05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00		2.16
05 07035	PIEDRA CHANCADA 3/4" - 1/2"	m3		0.8000	66.10		52.88
21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	18.64		167.76
							247.80
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	178.72		5.36
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.8000	6.35		5.08
49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.8000	8.75		7.00
							17.44
					Costo Unitario por m3 :		443.96

Partida	01.03.02.02	ZAPATAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.				Rend:	200.0000 kg/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	27.85		0.11
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	21.12		0.84
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	19.03		0.76
							1.71
	Materiales						
02 04962	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	KG		0.0300	3.90		0.12
03 06859	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.06		4.26
							4.38
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.71		0.05
							0.05
					Costo Unitario por kg :		6.14

Partida	01.03.03.01	PLACAS ESTRUCTURALES - CONCRETO F'C=280 KG/CM2				Rend:	10.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1600	27.85		4.46
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.6000	21.12		33.79
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.6000	19.03		30.45
47 00009	PEON	HH	8.000	6.4000	17.19		110.02
							178.72
	Materiales						
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00		25.00
05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00		2.16
05 00030	PIEDRA ZARANDEADA DE 1/2" Y 3/4"	M3		0.8000	50.00		40.00
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.0000	20.10		180.90
							248.06
	Equipo						

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto **01 - ESTRUCTURAS (EMPOTRAMIENTO RIGIDO)**

Cliente Usuario

Ubicación CAYMA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Mayo - 2022

37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	178.72	5.36
49 00031	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	1.000	0.8000	8.75	7.00
49 00032	VIBRADOR A GASOLINA 1 3/4", 4HP	HM	1.000	0.8000	6.35	5.08
49 00927	WINCHE - 2 BALDES, 3.6 HP	HM	1.000	0.8000	10.60	8.48
						25.92
Costo Unitario por M3 :						452.70

Partida	01.03.03.02	PLACAS ESTRUCTURALES - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				Rend:	10.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	27.85	2.23	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	21.12	16.90	
47 00008	OFICIAL	HH	0.500	0.4000	19.03	7.61	
47 00009	PEON	HH	1.000	0.8000	17.19	13.75	
						40.49	
Materiales							
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.3500	4.25	1.49	
02 00022	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.2000	3.81	0.76	
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		3.3500	5.72	19.16	
						21.41	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	40.49	1.21	
						1.21	
Costo Unitario por M2 :						63.11	

Partida	01.03.03.03	PLACAS ESTRUCTURALES - ACERO FY=4200 KG/CM2				Rend:	200.0000 KG/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	27.85	0.11
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	21.12	0.84
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	19.03	0.76
							1.71
		Materiales					
	02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0300	3.81	0.11
	03 00094	ACERO	KG		1.0500	4.06	4.26
							4.37
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		10.0000	1.71	0.17
							0.17
					Costo Unitario por KG :		6.25

Partida	01.03.04.01	COLUMNAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2				Rend:	9.0000 m3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1778	27.85	4.95
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.7778	21.12	37.55
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.7778	19.03	33.83
	47 00009	PEON	HH	8.000	7.1111	17.19	122.24
							198.57
		Materiales					
	04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00	25.00
	05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00	2.16
	05 07035	PIEDRA CHANCADA 3/4" - 1/2"	m3		0.8000	66.10	52.88
	21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	18.64	167.76
							247.80
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	198.57	5.96
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.8889	6.35	5.64

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN
Sub Presupuesto SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
Cliente **01 - ESTRUCTURAS (EMPOTRAMIENTO RIGIDO)**
Ubicación Usuario
CAYMA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Mayo - 2022**

49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.8889	8.75	7.78
						19.38
Costo Unitario por m3 :						465.75

Partida	01.03.04.02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				Rend:	10.0000 m2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	27.85	2.23
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	21.12	16.90
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	19.03	15.22
							34.35
		Materiales					
	02 04961	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	KG		0.3500	4.25	1.49
	02 06994	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2", 3" Y 4"	kg		0.2000	3.81	0.76
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.2500	5.72	24.31
							26.56
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	34.35	1.03
							1.03

Partida	01.03.04.03	COLUMNAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.				Rend:	250.0000 kg/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	27.85	0.09
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	21.12	0.68
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	19.03	0.61
							1.38
		Materiales					
	02 04962	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	KG		0.0300	3.90	0.12
	03 06859	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.06	4.26
							4.38
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.38	0.04
							0.04
						Costo Unitario por kg :	5.80

Partida	01.03.05.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2				Rend:	10.0000 m3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1600	27.85	4.46
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.6000	21.12	33.79
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.6000	19.03	30.45
	47 00009	PEON	HH	10.000	8.0000	17.19	137.52
							206.22
		Materiales					
	04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00	25.00
	05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00	2.16
	05 07035	PIEDRA CHANCADA 3/4" - 1/2"	m3		0.8000	66.10	52.88
	21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	18.64	167.76
							247.80
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	206.22	6.19
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.8000	6.35	5.08
	49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.8000	8.75	7.00
							18.27
							472.29
					Costo Unitario por m3 :		

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN
SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto **01 - ESTRUCTURAS (EMPOTRAMIENTO RIGIDO)**

Cliente Usuario

Ubicación CAYMA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Mayo - 2022**

Partida	01.03.05.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				Rend:	9.0000 m2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0889	27.85	2.48
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8889	21.12	18.77
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8889	19.03	16.92
	47 00009	PEON	HH	0.500	0.4444	17.19	7.64
							45.81
		Materiales					
	02 04961	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	KG		0.3500	4.25	1.49
	02 06994	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2", 3" Y 4"	kg		0.2000	3.81	0.76
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.0000	5.72	22.88
							25.13
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	45.81	1.37
							1.37
						Costo Unitario por m2 :	72.31

Partida	01.03.05.03	VIGAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.				Rend:	250.0000 kg/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	27.85	0.09
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	21.12	0.68
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	19.03	0.61
							1.38
		Materiales					
	02 04962	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	KG		0.0300	3.90	0.12
	03 06859	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.06	4.26
							4.38
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.38	0.04
							0.04
						Costo Unitario por kg :	5.80

Partida	01.03.06.01	LOSA ALIGERADA - CONCRETO F'C=280 KG/CM2				Rend:	12.5000 m3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1280	27.85	3.56
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.2800	21.12	27.03
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.2800	19.03	24.36
	47 00009	PEON	HH	8.000	5.1200	17.19	88.01
							142.96
		Materiales					
	04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00	25.00
	05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00	2.16
	05 07035	PIEDRA CHANCADA 3/4" - 1/2"	m3		0.8000	66.10	52.88
	21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	18.64	167.76
							247.80
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	142.96	4.29
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.6400	6.35	4.06
	49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.6400	8.75	5.60
							13.95
							404.71
					Costo Unitario por m3 :		

Partida	01.03.06.02	LOSA ALIGERADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO					Rend:	15.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto **01 - ESTRUCTURAS (EMPOTRAMIENTO RIGIDO)**

Cliente Usuario

Ubicación CAYMA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Mayo - 2022

Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0533	27.85	1.48
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.5333	21.12	11.26
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.5333	19.03	10.15
47 00009	PEON	HH	0.500	0.2667	17.19	4.58
						27.47
Materiales						
02 04961	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	KG		0.3500	4.25	1.49
02 06994	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2", 3" Y 4"	kg		0.2000	3.81	0.76
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		3.3500	5.72	19.16
						21.41
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.47	0.82
						0.82
Costo Unitario por m2 :						49.70

Partida	01.03.06.03	LOSA ALIGERADA - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.				Rend:	250.0000 kg/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	27.85	0.09
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	21.12	0.68
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	19.03	0.61
							1.38
		Materiales					
	02 04962	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	KG		0.0300	3.90	0.12
	03 06859	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.06	4.26
							4.38
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.38	0.04
							0.04
						Costo Unitario por kg :	5.80

Partida	01.03.06.04	LOSA ALIGERADA - LADRILLO HUECO 15X30X30				Rend:	1,600.0000 und/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0005	27.85	0.01	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0050	21.12	0.11	
47 00009	PEON	HH	9.000	0.0450	17.19	0.77	
						0.89	
Materiales							
17 07037	LADRILLO HUECO/ARCILLA 15X30X30 P/TECHO	und		1.0500	2.38	2.50	
						2.50	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.89	0.03	
						0.03	
Costo Unitario por und :						3.42	

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto 01 - ESTRUCTURAS (INTERACCION SUELO ESTRUCTURA)

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Mayo - 2022

Partida	01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINA				Rend:	180.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0044	27.85	0.12	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0444	19.03	0.84	
						0.96	
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.96	0.03	
49 01357	RETROEXCAVADOR S/LLANTAS 58 HP 1 YD3.	HM	1.000	0.0444	145.00	6.44	
						6.47	
Costo Unitario por M3 :						7.43	
Partida	01.01.02	RELLENO MANUAL CON MATERIAL PROPIO				Rend:	30.0000 m3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0267	27.85	0.74	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.2667	21.12	5.63	
47 00009	PEON	HH	3.000	0.8000	17.19	13.75	
						20.12	
	Materiales						
05 00002	AGUA	M3		0.1200	12.00	1.44	
						1.44	
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	20.12	0.60	
48 06878	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	1.000	0.2667	10.00	2.67	
						3.27	
Costo Unitario por m3 :						24.83	
Partida	01.01.03	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE				Rend:	6.0000 m3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1333	27.85	3.71	
47 00009	PEON	HH	1.000	1.3333	17.19	22.92	
						26.63	
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	26.63	0.80	
						0.80	
Costo Unitario por m3 :						27.43	
Partida	01.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				Rend:	250.0000 m3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Equipo						
48 06874	CAMION VOLQUETE DE 10 m3	hm	3.000	0.0960	135.00	12.96	
49 07031	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm	1.000	0.0320	180.00	5.76	
						18.72	
Costo Unitario por m3 :						18.72	
Partida	01.02.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS E=20, 1:12 CEM/HORM				Rend:	100.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.0160	27.85	0.45	
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.1600	21.12	3.38	
47 00009	PEON	HH	8.000	0.6400	17.19	11.00	
						14.83	
	Materiales						
05 00002	AGUA	M3		0.0900	12.00	1.08	

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto 01 - ESTRUCTURAS (INTERACCION SUELO ESTRUCTURA)

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a :

Mayo - 2022

21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.4500	18.64	8.39
38 00005	HORMIGON	M3		0.1300	42.50	5.53
						15.00
37 00004	Equipo HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	14.83	0.44
49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.0800	8.75	0.70
						1.14
						Costo Unitario por m2 : 30.97

Partida	01.03.01.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2			Rend:	10.0000 m3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1600	27.85	4.46
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.6000	21.12	33.79
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.6000	19.03	30.45
47 00009	PEON	HH	10.000	8.0000	17.19	137.52
						206.22
	Materiales					
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00	25.00
05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00	2.16
05 07035	PIEDRA CHANCADA 3/4" - 1/2"	m3		0.8000	66.10	52.88
21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	18.64	167.76
						247.80
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	206.22	6.19
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.8000	6.35	5.08
49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.8000	8.75	7.00
						18.27
						Costo Unitario por m3 : 472.29

Partida	01.03.01.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			Rend:	9.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0889	27.85	2.48
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8889	21.12	18.77
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8889	19.03	16.92
47 00009	PEON	HH	0.500	0.4444	17.19	7.64
						45.81
	Materiales					
02 04961	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	KG		0.3500	4.25	1.49
02 06994	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2", 3" Y 4"	kg		0.2000	3.81	0.76
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.0000	5.72	22.88
						25.13
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	45.81	1.37
						1.37
						Costo Unitario por m2 : 72.31

Partida	01.03.01.03	VIGAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.			Rend:	250.0000 kg/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	27.85	0.09
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	21.12	0.68
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	19.03	0.61
						1.38
	Materiales					
02 04962	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	KG		0.0300	3.90	0.12
03 06859	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.06	4.26

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto 01 - ESTRUCTURAS (INTERACCION SUELO ESTRUCTURA)

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Mayo - 2022

						4.38
	Equipo					
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.38	0.04
						0.04
						Costo Unitario por kg : 5.80

Partida	01.03.02.01	ZAPATAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2				Rend:	10.0000 m3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1600	27.85	4.46	
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.6000	21.12	33.79	
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.6000	19.03	30.45	
47 00009	PEON	HH	8.000	6.4000	17.19	110.02	
						178.72	
	Materiales						
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00	25.00	
05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00	2.16	
05 07035	PIEDRA CHANCADA 3/4" - 1/2"	m3		0.8000	66.10	52.88	
21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	18.64	167.76	
						247.80	
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	178.72	5.36	
48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.8000	6.35	5.08	
49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.8000	8.75	7.00	
						17.44	
						Costo Unitario por m3 : 443.96	

Partida	01.03.02.02	ZAPATAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.				Rend:	200.0000 kg/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	27.85	0.11	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	21.12	0.84	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	19.03	0.76	
						1.71	
	Materiales						
02 04962	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	KG		0.0300	3.90	0.12	
03 06859	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.06	4.26	
						4.38	
	Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.71	0.05	
						0.05	
						Costo Unitario por kg : 6.14	

Partida	01.03.03.01	PLACAS ESTRUCTURALES - CONCRETO F'C=280 kg/cm2				Rend:	10.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1600	27.85	4.46	
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.6000	21.12	33.79	
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.6000	19.03	30.45	
47 00009	PEON	HH	8.000	6.4000	17.19	110.02	
						178.72	
	Materiales						
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00	25.00	
05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00	2.16	
05 00030	PIEDRA ZARANDEADA DE 1/2" Y 3/4"	M3		0.8000	50.00	40.00	
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.0000	20.10	180.90	
						248.06	
	Equipo						

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto 01 - ESTRUCTURAS (INTERACCION SUELO ESTRUCTURA)

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Mayo - 2022

37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	178.72	5.36
49 00031	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	1.000	0.8000	8.75	7.00
49 00032	VIBRADOR A GASOLINA 1 3/4", 4HP	HM	1.000	0.8000	6.35	5.08
49 00927	WINCHE - 2 BALDES, 3.6 HP	HM	1.000	0.8000	10.60	8.48
						25.92
Costo Unitario por M3 :						452.70

Partida	01.03.03.02	PLACAS ESTRUCTURALES - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				Rend:	10.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	27.85	2.23	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	21.12	16.90	
47 00008	OFICIAL	HH	0.500	0.4000	19.03	7.61	
47 00009	PEON	HH	1.000	0.8000	17.19	13.75	
						40.49	
Materiales							
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.3500	4.25	1.49	
02 00022	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.2000	3.81	0.76	
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		3.3500	5.72	19.16	
						21.41	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	40.49	1.21	
						1.21	
Costo Unitario por M2 :						63.11	

Partida	01.03.03.03	PLACAS ESTRUCTURALES - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2				Rend:	200.0000 KG/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	27.85	0.11
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	21.12	0.84
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	19.03	0.76
							1.71
		Materiales					
	02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0300	3.81	0.11
	03 00094	ACERO	KG		1.0500	4.06	4.26
							4.37
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		10.0000	1.71	0.17
							0.17
						Costo Unitario por KG :	6.25

Partida	01.03.04.01	COLUMNAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2				Rend:	9.0000 m3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1778	27.85	4.95
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.7778	21.12	37.55
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.7778	19.03	33.83
	47 00009	PEON	HH	8.000	7.1111	17.19	122.24
							198.57
		Materiales					
	04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00	25.00
	05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00	2.16
	05 07035	PIEDRA CHANCADA 3/4" - 1/2"	m3		0.8000	66.10	52.88
	21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	18.64	167.76
							247.80
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	198.57	5.96
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.8889	6.35	5.64

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto 01 - ESTRUCTURAS (INTERACCION SUELO ESTRUCTURA)

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Mayo - 2022

49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.8889	8.75	7.78
						19.38
Costo Unitario por m3 :						465.75

Partida	01.03.04.02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				Rend:	10.0000 m2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	27.85	2.23
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	21.12	16.90
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	19.03	15.22
							34.35
		Materiales					
	02 04961	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	KG		0.3500	4.25	1.49
	02 06994	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2", 3" Y 4"	kg		0.2000	3.81	0.76
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.2500	5.72	24.31
							26.56
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	34.35	1.03
							1.03

Partida	01.03.04.03	COLUMNAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.				Rend:	250.0000 kg/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	27.85	0.09	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	21.12	0.68	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	19.03	0.61	
						1.38	
Materiales							
02 04962	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	KG		0.0300	3.90	0.12	
03 06859	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.06	4.26	
						4.38	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.38	0.04	
						0.04	
Costo Unitario por kg :						5.80	

Partida	01.03.05.01	VIGAS - CONCRETO F'C=280 KG/CM2				Rend:	10.0000	m3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1600	27.85	4.46	
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.6000	21.12	33.79	
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.6000	19.03	30.45	
	47 00009	PEON	HH	10.000	8.0000	17.19	137.52	
							206.22	
		Materiales						
	04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00	25.00	
	05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00	2.16	
	05 07035	PIEDRA CHANCADA 3/4" - 1/2"	m3		0.8000	66.10	52.88	
	21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	18.64	167.76	
							247.80	
		Equipo						
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	206.22	6.19	
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.8000	6.35	5.08	
	49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.8000	8.75	7.00	
							18.27	
							472.29	
						Costo Unitario por m3 :	472.29	

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto 01 - ESTRUCTURAS (INTERACCION SUELO ESTRUCTURA)

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Mayo - 2022

Partida	01.03.05.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				Rend:	9.0000 m2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0889	27.85	2.48
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8889	21.12	18.77
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8889	19.03	16.92
	47 00009	PEON	HH	0.500	0.4444	17.19	7.64
							45.81
		Materiales					
	02 04961	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	KG		0.3500	4.25	1.49
	02 06994	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2", 3" Y 4"	kg		0.2000	3.81	0.76
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.0000	5.72	22.88
							25.13
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	45.81	1.37
							1.37
							72.31
						Costo Unitario por m2 :	72.31

Partida	01.03.05.03	VIGAS - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.				Rend:	250.0000 kg/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	27.85	0.09
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	21.12	0.68
	47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	19.03	0.61
							1.38
		Materiales					
	02 04962	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	KG		0.0300	3.90	0.12
	03 06859	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.06	4.26
							4.38
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.38	0.04
							0.04
						Costo Unitario por kg :	5.80

Partida	01.03.06.01	LOSA ALIGERADA - CONCRETO F'C=280 KG/CM2			Rend:	12.5000 m3/DIA	
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1280	27.85	3.56
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.2800	21.12	27.03
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.2800	19.03	24.36
	47 00009	PEON	HH	8.000	5.1200	17.19	88.01
							142.96
		Materiales					
	04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.5000	50.00	25.00
	05 00002	AGUA	M3		0.1800	12.00	2.16
	05 07035	PIEDRA CHANCADA 3/4" - 1/2"	m3		0.8000	66.10	52.88
	21 06871	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	18.64	167.76
							247.80
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	142.96	4.29
	48 06876	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.000	0.6400	6.35	4.06
	49 07034	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.000	0.6400	8.75	5.60
							13.95
						Costo Unitario por m3 :	404.71

Partida	01.03.06.02	LOSA ALIGERADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO					Rend:	15.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE UNA EDIFICACIÓN CON EMPOTRAMIENTO RÍGIDO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

Sub Presupuesto 01 - ESTRUCTURAS (INTERACCION SUELO ESTRUCTURA)

Ubicación CERRO COLORADO - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a :

Mayo - 2022

Mano de Obra						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0533	27.85	1.48
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.5333	21.12	11.26
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.5333	19.03	10.15
47 00009	PEON	HH	0.500	0.2667	17.19	4.58
						27.47
Materiales						
02 04961	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	KG		0.3500	4.25	1.49
02 06994	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2", 3" Y 4"	kg		0.2000	3.81	0.76
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		3.3500	5.72	19.16
						21.41
Equipo						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.47	0.82
						0.82
Costo Unitario por m2 :						49.70

Partida	01.03.06.03	LOSA ALIGERADA - ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2.				Rend:	250.0000 kg/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	27.85	0.09	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	21.12	0.68	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	19.03	0.61	
						1.38	
Materiales							
02 04962	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	KG		0.0300	3.90	0.12	
03 06859	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.06	4.26	
						4.38	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.38	0.04	
						0.04	
Costo Unitario por kg :						5.80	

Partida	01.03.06.04	LOSA ALIGERADA - LADRILLO HUECO 15X30X30				Rend:	1,600.0000 und/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0005	27.85	0.01	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0050	21.12	0.11	
47 00009	PEON	HH	9.000	0.0450	17.19	0.77	
						0.89	
Materiales							
17 07037	LADRILLO HUECO/ARCILLA 15X30X30 P/TECHO	und		1.0500	2.38	2.50	
						2.50	
Equipo							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.89	0.03	
						0.03	
Costo Unitario por und :						3.42	