

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN
EDIFICIO DE SEIS PISOS USANDO HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES Y
MÉTODOS MANUALES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Chávez Briceño, Ángel Iván Alejandro

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

De Freitas Vidal, Henry Fernando

ASESOR:

Noriega Barrueto, Renzo

Lima, 2026

Informe de Similitud

Yo,Renzo Noriega Barrueto.....,

docente de la Facultad deCiencias e Ingeniería..... de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS USANDO HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES Y MÉTODOS MANUALES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL., del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

..... Ángel Iván Alejandro Chávez Briceño


.....Henry Fernando De Freitas Vidal.....,


.....,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 14%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 14/02/2026.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:Lima, 14 de febrero del 2026.....

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Noriega Barrueto, Renzo</u>	
DNI:46608301	Firma 
ORCID: 0000-0003-1861-6631	



A mis padres, por su apoyo incondicional, por los valores inculcados y por el acompañamiento permanente a lo largo de mi formación personal y profesional.

A esa persona, por inspirarme a salir adelante, por confiar en mí y por enseñarme el significado de la perseverancia ante la adversidad

Ángel Chávez Briceño



*A mis padres, por darme el regalo de la
educación y su amor incondicional.*

*A mi hermana, por ser mi inspiración para ser
mejor cada día.*

*A mis amigos, por todos los gratos momentos
vividos en este camino*

Henry De Freitas Vidal

RESUMEN

El presente trabajo consiste en realizar el análisis estructural y el diseño de una edificación de concreto armado empleando el software de análisis y diseño de estructuras ETABS y los métodos manuales del análisis estructural, con el fin de analizar y comparar los resultados de ambos métodos. El alcance del trabajo involucra el uso de fórmulas, métodos matriciales y procedimientos manuales establecidos por distintas fuentes, así como el manejo del programa ETABS como programa de modelación de elementos finitos para el modelamiento de la edificación. Se busca resolver el problema del exceso de confianza de los que diseñan por primera vez una edificación, problema que tiene como consecuencia el luego no poder verificar los resultados del diseño y no tener nociones de órdenes de magnitud respecto de ambos métodos. Esta es la razón por la cual se plantea este trabajo de tesis, que se orientará a ejemplificar lo que se plantea como solución a dicho problema.

Para este trabajo, se escogió una edificación para viviendas multifamiliar con un total de 5 niveles de pisos para departamentos y 1 nivel de estacionamientos. Está ubicada en la ciudad de Lima, cubre un área de 340 m², un área de terreno de 451 m² y cuenta con dos departamentos por nivel.

Índice

Capítulo 1	Introducción	1
1.1.	Motivación	1
1.2.	Objetivos	1
1.3.	Hipótesis.....	2
1.4.	Organización	2
Capítulo 2	Marco teórico	4
2.1.	Reseña histórica del análisis estructural.....	4
2.2.	Hipótesis de los métodos matriciales tradicionales.....	5
2.3.	Suposiciones del software ETABS	6
2.4.	Análisis estructural en edificaciones de pórticos convencionales.....	6
2.5.	Generalidades de diseño en concreto armado en edificaciones	12
Capítulo 3	Pre dimensionamiento y estructuración	25
3.1.	Generalidades de la edificación.....	25
3.2.	Estructuración de la edificación	26
3.3.	Pre dimensionamiento de elementos estructurales.....	28
Capítulo 4	Análisis estructural de la edificación	34
4.1.	Análisis estructural utilizando métodos manuales de análisis	34
4.2.	Análisis estructural utilizando el software ETABS.....	52
Capítulo 5	Diseño en concreto armado de la edificación	60
5.1.	Diseño de losas aligeradas y macizas.....	60
5.2.	Diseño de vigas	67
5.3.	Diseño de columnas y placas	71
5.4.	Diseño de las cimentaciones	89
Capítulo 6	Análisis comparativo entre el uso de métodos manuales de análisis y el uso del programa ETABS.....	98
6.1.	Comparación de un ejemplo de diseño de una losa aligerada.....	98

6.2. Comparación de un ejemplo de diseño de una losa maciza	99
6.3. Comparación de un ejemplo de diseño de una viga	102
6.4. Comparación de un ejemplo de diseño de una columna y una placa	106
6.5. Comparación de un ejemplo de diseño de una zapata.....	115
Capítulo 7 Conclusiones	119
7.1. Comentarios y observaciones.....	119
7.2. Conclusiones	121
Referencia bibliográfica.....	122
Anexos	124



Índice de Figuras

Figura 2.1 Distribución de esfuerzos en el concreto en compresión de la viga.....	14
Figura 2.2: Evolución de esfuerzos en flexión pura	15
Figura 2.3: Sección y dimensiones típicas de aligerado	16
Figura 2.4: Bloque de compresiones en vigueta de ancho "b"	16
Figura 2.5: Ejemplo de sección típica de viga peraltada	18
Figura 2.6: Sección rectangular - Deformación y fuerzas internas en la falla.....	18
Figura 2.7: Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo	19
Figura 2.8: Diagramas de interacción típicos para columnas rectangulares.....	20
Figura 2.9: Sección típica de zapata armada con refuerzo de malla inferior.....	21
Figura 2.10: Flujo y esfuerzo de corte en viga a flexión	22
Figura 2.11: Requerimientos de estribos en vigas	23
Figura 2.12: Sección típica de muro	24
Figura 2.13: Sección de muro con dos núcleos	24
Figura 3.1 Estructuración base.....	27
Figura 3.2: Sección de losa aligerada adoptada.....	29
Figura 3.3 Áreas tributarias de columnas	30
Figura 3.4: Secciones de columna adoptadas	30
Figura 3.5: Secciones de viga adoptadas	31
Figura 3.6: Sección de muro adoptada.....	32
Figura 3.7: Sección de escalera adoptada	33
Figura 3.8: Estructuración de planta típica	33

Figura 4.1: Sistema Q-D de Pórtico E	34
Figura 4.2: Diagrama de momentos flectores en pórtico E	45
Figura 4.3: Diagrama de fuerzas cortantes en pórtico E.....	46
Figura 4.4: Excentricidad en X	47
Figura 4.5: Áreas tributarias de vigas	47
Figura 4.6: Diagrama de Fuerza Cortante de Pórtico E para Carga Muerta	50
Figura 4.7: Diagrama de Momento Flector de Pórtico E para Carga Muerta.....	51
Figura 4.8: Diagrama de Fuerza Cortante de Pórtico E para Carga Viva.....	51
Figura 4.9: Diagrama de Momento Flector de Pórtico E para Carga Viva.....	52
Figura 4.10: Espectro de diseño de la estructura	53
Figura 4.11: Excentricidad en X	54
Figura 4.12: Derivas de entrepiso en X e Y para traslación pura	56
Figura 4.13: Derivas de entrepiso en X e Y para tres grados de libertad	58
Figura 4.14: Ratios de torsión por sismos en X e Y con excentricidad positiva y negativa....	59
Figura 5.1: Vigüeta A-B	60
Figura 5.2: Sección de losa típica	60
Figura 5.3: Alternancia de sobrecarga para vigüeta A-B.....	61
Figura 5.4: Carga Muerta aplicada sobre vigüeta A-B	62
Figura 5.5: Envólvente de momento flector de vigüeta A-B	62
Figura 5.6: Envólvente de fuerzas cortante de vigüeta A-B	62
Figura 5.7: Vista en planta del armado de la vigüeta A-B.....	63
Figura 5.8: Paño de losa entre ejes B-C / 6-8	64
Figura 5.9: Momentos Y (2-2) de la losa maciza entre ejes B-C / 6 y 8.....	65
Figura 5.10: Momentos X (1-1) de la losa maciza entre ejes B-C/6-8	65

Figura 5.11: Vista en planta de distribución de acero en losa maciza entre ejes B-C / 6-8.....	67
Figura 5.12: Viga V-3, Viga V-7 y Viga V-A	67
Figura 5.13: Carga tributaria muerta de V-3 y V-7	68
Figura 5.14: Carga tributaria viva de V-3 y V-7.....	68
Figura 5.15: DMF - Techo 3	68
Figura 5.16: DFC - Techo 3	68
Figura 5.17:DMF - Techo 3	68
Figura 5.18: DFC - Techo 3	69
Figura 5.19: Diseño Viga A.....	70
Figura 5.20: Diseño Vigas 3 y 7	71
Figura 5.21: Áreas tributarias de columnas B-2, C-9 y D-7 y placas PL-1 (ejes B-9) y PL-4 (ejes D-5)	72
Figura 5.22: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C2 en pórtico B por carga sísmica en Y-Y.....	72
Figura 5.23: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C2 en pórtico B por carga muerta	73
Figura 5.24: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C2 en pórtico B por carga viva	74
Figura 5.25: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C5 en pórtico 1-9 por carga sísmica en X-X.....	74
Figura 5.26: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C5 en pórtico 1-9 por carga muerta	75
Figura 5.27: DFC, DMF y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico 1-9 por carga viva	75

Figura 5.28: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C6 en pórtico 7 por carga sísmica en X-X.....	76
Figura 5.29: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C6 en pórtico 7 por carga muerta	76
Figura 5.30: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C6 en pórtico 7 por carga viva	77
Figura 5.31: Diseño acero columna C2 (Ejes B-2).....	77
Figura 5.32: Diagrama de interacción para diseño de columna C2 (Ejes B-2).....	78
Figura 5.33: Diseño acero columna C5 (Ejes C-9)	78
Figura 5.34: Diagrama de interacción para diseño de columna C5 (Ejes C-9).....	79
Figura 5.35: Diseño acero columna C6 (Ejes D-7).....	79
Figura 5.36: Diagrama de interacción para diseño de columna C6 (Ejes D-7)	80
Figura 5.37: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-1 en pórtico 9 por carga sísmica en X-X.....	81
Figura 5.38: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-1 en pórtico 9 por carga muerta	82
Figura 5.39: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-1 en pórtico 9 por carga viva.....	95
Figura 5.40: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-4 por carga sísmica en Y	83
Figura 5.41: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-4 por carga muerta	83
Figura 5.42: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-4 por carga viva	84
Figura 5.43: Diseño acero placa PL-01 (Ejes B-9)	84
Figura 5.44: Diagrama de interacción para diseño de placa PL-01 (Ejes B-9).....	85
Figura 5.45: Deformada del edificio debido a la combinación de carga $1.25*(CM + CV) + CS$	86

Figura 5.46: Armado longitudinal de placa PL-4	87
Figura 5.47: Sección de placa PL-4 en ETABS.....	88
Figura 5.48: Diagrama de interacción de placa PL-4 en ETABS	88
Figura 5.49: Zapatas seleccionadas.....	89
Figura 5.50: DFC22, DMF33 y DFN respectivamente de placa PL-1 en pórtico 9 por carga sísmica en X.....	90
Figura 5.51: DFC22, DMF33 y DFN respectivamente de placa PL-1 en pórtico 9 por carga muerta	90
Figura 5.52: DFC22, DMF33 y DFN respectivamente de placa PL-1 en pórtico 9 por carga viva.....	90
Figura 5.53: DFC22, DMF 33 y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico B por carga sísmica en Y	91
Figura 5.54: DFC22, DMF33, DFC33, DMF22 y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico B por carga muerta	91
Figura 5.55: DFC22, DMF33, DFC33, DMF22 y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico B por carga viva.....	91
Figura 5.56: DFC22, DMF33 y DFN respectivamente de columna C6 y C1 en pórtico 7 por carga sísmica en X	92
Figura 5.57: DFC22, DMF33, y DFN respectivamente de columna C6 y C1 en pórtico 7 por carga muerta.....	92
Figura 5.58: DFC22, DMF33 y DFN respectivamente de columna C6 y C1 en pórtico 7 por carga viva	92
Figura 5.59: Diseño estructural de Zapata conectada de placa PL-01	93
Figura 5.60: Diseño estructural de Zapata de columna C-4.....	95

Figura 5.61: Diseño estructural de Zapatas conectadas de columnas C-6 y C-1	96
Figura 6.1: Configuración de apoyos libremente apoyada en dos lados continuos y empotrada en los dos restantes.....	99
Figura 6.2: Tabla de coeficientes correspondiente a configuración de cargas de Tabla 15...	113
Figura 6.3: Fórmula a emplear para coeficientes de momentos	100
Figura 6.4: Diseño de acero en losa maciza entre ejes B-C / 6-8 obtenido con análisis aproximado	101
Figura 6.5: Viga 3	102
Figura 6.6: DMF y DFC del pórtico 3-7 por sismo con Método de Rigidez Sistematizada..	103
Figura 6.7: DMF y DFC de pórtico 3-7 por Carga Muerta con Método de Rigidez Sistematizado	104
Figura 6.8: DMF y DFC de pórtico 3-7 debido a Carga Viva con Método de Rigidez Sistematizado	104
Figura 6.9: Diseño de viga V-3 por métodos tradicionales	105
Figura 6.10: Columna C5 y Placa PL-1	106
Figura 6.11: Área de influencia de C5 y PL-1	106
Figura 6.12: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico 1-9 por carga sísmica en X-X con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS(der.)	109
Figura 6.13: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico 1-9 por carga muerta con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.)	109
Figura 6.14: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico 1-9 por carga viva con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.)	110
Figura 6.15: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente de placa PL-1 en pórtico 9 por carga sísmica en X-X con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.).....	110

Figura 6.16: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-1 en pórtico 9 por carga muerta con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.).....	111
Figura 6.17: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-1 en pórtico 9 por carga viva con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.).....	111
Figura 6.18: Diagrama de interacción de columna C5 para análisis por Método de Rigidez Sistematizado	112
Figura 6.19: Sección de columna C5	113
Figura 6.20: Sección de placa PL-1	113
Figura 6.21: Diagrama de interacción de placa PL-1 para análisis por Método de Rigidez Sistematizado	114
Figura 6.22: Zapata C-4	115
Figura 6.23: DMF manual por sismo	116
Figura 6.24: DMF ETABS por sismo bajo traslación pura	116
Figura 6.25: DMF ETABS por carga muerta bajo traslación pura	117
Figura 6.26: DMF ETABS por carga viva bajo traslación pura	117
Figura 6.27: Diseño zapata aislada C4 (Pórtico B).....	118

Índice de Tablas

Tabla 2-1: Peso propio de aligerados.....	7
Tabla 3-3-1 Pre dimensionamiento de losas aligeradas.....	29
Tabla 4-1: Cálculo de irregularidades estructurales en planta.....	41
Tabla 4-2: Cálculo de irregularidades estructurales en altura.....	42
Tabla 4-3: Peso muerto por piso.....	42
Tabla 4-4: Cortantes por piso de la estructura en X e Y.....	43
Tabla 4-5: Cortantes de pórtico E por piso.....	43
Tabla 4-6: Fuerzas en barras de pórtico E.....	44
Tabla 4-7: Centros de masa y rigidez en X-X por nivel.....	46
Tabla 4-8: Fuerzas de empotramiento en vigas para cargas en servicio de la estructura.....	50
Tabla 4-9: Fuerzas de empotramiento en vigas para cargas en servicio del pórtico E.....	50
Tabla 4-10: Distribución de masa sísmica por piso.....	53
Tabla 4-11: Excentricidad en X por piso.....	54
Tabla 4-12: Periodos y porcentajes de masa efectiva por modo.....	55
Tabla 4-13: Cortantes y momentos volcantes por nivel en X e Y.....	55
Tabla 4-14: Periodos y porcentajes de masa efectiva en X por modo.....	57
Tabla 4-15: Periodos y porcentajes de masa efectiva en Y por modo.....	57
Tabla 4-16: Cortantes y momentos volcantes por nivel en X e Y.....	58
Tabla 5-1: Metrado de vigueta A-B.....	61
Tabla 5-2: Metrado de losa maciza ejes B-C / 6-8.....	64
Tabla 5-3: Momentos últimos positivos y negativos.....	65
Tabla 5-4: Varillaje y cuantía de diseño para placa PL-4.....	87

Tabla 6-1: Envolverte Losa	98
Tabla 6-2: Momentos últimos en losa obtenidos de aproximación con tablas de Kalmanok	100
Tabla 6-3: Cortantes de pórtico 3 y 7 por piso.....	102
Tabla 6-4: Fuerzas empotramiento en vigas para cargas en servicio del pórtico 3 y 7	103
Tabla 6-5: Cálculo de momentos últimos de un tramo de viga	105
Tabla 6-6: Metrado de cargas de columna C5	107
Tabla 6-7: Metrado de cargas de placa PL-1	108
Tabla 6-8: Cargas últimas y combinación de diseño para columna C5 según Método de Rigidez Sistematizado	112
Tabla 6-9: Cargas últimas y combinación de diseño para placa PL-1 según Método de Rigidez Sistematizado	113
Tabla 6-10: Cálculo de Carga Muerta y Carga Viva en Zapata C-4.....	118
Ecuación 2-I: Reducción de intensidad de carga viva	8
Ecuación 2-II: Cortante basal.....	10
Ecuación 2-III: Aceleración espectral.....	10
Ecuación 2-IV: Ensamblaje de la Matriz de Rigidez.....	11
Ecuación 2-V: Acero requerido en viga de sección rectangular sometida a flexión	16
Ecuación 2-VI: Altura del bloque de compresiones en viga de sección rectangular sometida a flexión	16
Ecuación 2-VII: Acero mínimo positivo para sección "T" con el ala en compresión	17

Ecuación 2-VIII: Momento de agrietamiento de una sección de viga	17
Ecuación 2-IX: Esfuerzo a la rotura por tracción del concreto	17
Ecuación 2-X: Acero mínimo negativo para sección "T"	17
Ecuación 2-XI: Acero máximo de la sección	18
Ecuación 2-XII: Fuerza cortante última debido a punzonamiento	21
Ecuación 2-XIII: Aporte de resistencia al corte del concreto en sección de viga reforzada	22
Ecuación 3-I: Pre dimensionamiento de columnas en edificio de muros de corte	29
Ecuación 3-II: Pre dimensionamiento de largo de placa	32
Ecuación 4-I: Matriz de compatibilidad de barra con 4 gdl locales	35
Ecuación 4-II: Matriz de rigidez de barra	35
Ecuación 4-III: Matriz de rigidez de barra con deformación por corte	36
Ecuación 4-IV: Parámetro α para barras con deformaciones por corte	36
Ecuación 4-V: Ancho efectivo de ala de muro	36
Ecuación 4-VI: Matriz de rigidez de la edificación	38
Ecuación 5-I: Cálculo del bloque de compresiones límite clím	86

Capítulo 1 Introducción

1.1. Motivación

Muy a menudo, los ingenieros estructurales que están empezando a diseñar una edificación confían ciegamente en los resultados de programas de computadora como ETABS o SAP2000 y no suelen comparar sus resultados con cálculos manuales, los cuales tienden a ser más conservadores, pero dan un orden de magnitud para comenzar a trabajar. Este trabajo intentará mostrar hasta qué punto se puede prescindir de dicha comprobación y por qué es necesario realizarla.

Además de lo mencionado, se decidió hacer una tesis de diseño en concreto armado de edificaciones debido a que se considera que esta área es tan importante como las investigaciones al campo de la construcción y la ingeniería estructural, ya que busca dar solución a problemas relacionados directamente con el proceso de diseño de las edificaciones como son los expuestos en nuestros objetivos.

1.2. Objetivos

Objetivo general:

Evidenciar el contraste de resultados del análisis estructural de un edificio multifamiliar de seis pisos de concreto armado por métodos de análisis manuales y computacionales, así como el efecto que tiene esta variación en el diseño final de ciertos elementos.

Objetivos específicos:

- Realizar el pre dimensionamiento de la estructura.

- Analizar la estructura utilizando métodos matriciales que permitan realizar el análisis estructural de forma manual.
- Analizar la estructura utilizando programas de análisis automático que permitan realizar el análisis dinámico del edificio (ETABS).
- Desarrollar una comparación del uso de métodos manuales y el uso del programa ETABS para el análisis estructural, por un diseño estructural de elemento de cada tipo.
- Realizar el diseño en concreto armado de la edificación con el uso del programa ETABS.

1.3. Hipótesis

Los resultados del análisis estructural manual serán más conservadores que los obtenidos por el software ETABS. Asimismo, el diseño de elementos empleando los resultados del análisis estructural manual serán sobredimensionados respecto al diseño a partir de los resultados obtenidos por el software ETABS.

1.4. Organización

La presente tesis de diseño se compone de 7 capítulos:

- El capítulo 1 es la introducción, donde se describe brevemente el objetivo general y los específicos. Además, se esquematiza y resume cada capítulo de la tesis.
- El capítulo 2 es el marco teórico de la tesis, el cual incluirá una reseña histórica del análisis estructural, las hipótesis de los métodos matriciales usados y ETABS, y generalidades sobre el diseño en concreto armado.
- El capítulo 3 muestra la estructuración y el pre dimensionamiento de los elementos.

- El capítulo 4 muestra los resultados del análisis estructural realizado con métodos matriciales y ETABS.
- En el capítulo 5, se realiza el diseño final en concreto armado del edificio.
- En el capítulo 6, se realizan y comparan los diseños de un elemento de cada tipo para cada tipo de análisis realizado en el capítulo 4.
- El capítulo 7 contempla las conclusiones y recomendaciones de la tesis.



Capítulo 2 Marco teórico

Es sabido que con la llegada de los métodos de análisis asistidos por softwares de elementos finitos se comenzó a automatizar los diseños estructurales y cada vez se hacen con más rapidez y eficiencia. No obstante, los métodos manuales de análisis han sido desde siempre una herramienta útil en la ingeniería porque parten de suposiciones y simplificaciones en los modelos que facilitan el procedimiento de cálculo, lo que da finalmente resultados bastante precisos, dependiendo del elemento que se analice, que permiten verificar los análisis realizados en software. En este capítulo se profundizará acerca de estos métodos, sus diferencias y evolución con el paso del tiempo, así como las bases para un correcto análisis y diseño estructural de una edificación de concreto armado convencional en el contexto peruano.

2.1. Reseña histórica del análisis estructural

Antes de que se formulara por primera vez una matriz de rigidez o flexibilidad, los diseños se efectuaban mediante el método de flexibilidad. Esto cambió cuando, entre 1925 y 1930, se iniciaron investigaciones en aeroelasticidad en el Laboratorio Nacional de Física del Reino Unido por parte de R. A. Frazer, W. J. Duncan y A. R. Collar¹ que dieron como resultado artículos con las primeras matrices de rigidez y flexibilidad. Sin embargo, todas estas aplicaciones ya se habían investigado en el área de la aerodinámica, hasta que, con la llegada de la Segunda Guerra Mundial, se empezó a poner más atención en la estática. Esto, junto con el desarrollo de las primeras computadoras, facilitó el uso de matrices para el cálculo de rigideces, esfuerzos y pandeos, y que finalmente en 1959, M. J. Tuner expusiera por primera vez sobre el método de rigidez sistematizado, el precursor del método de elementos finitos.

¹ (Felippa, 2000, págs. 4-5)

2.2. Hipótesis de los métodos matriciales tradicionales

Con respecto a los métodos matriciales para análisis estructural de edificios, uno de los más importantes y empleados es el análisis pseudo tridimensional de edificios (Bazán & Meli, 1999, pp. 78-80). Este se basa en asumir un comportamiento de diafragma rígido para cada piso y, de ese modo, considerar únicamente grados de libertad de desplazamiento y giro en el plano en planta, reduciendo así la cantidad de grados de libertad a considerar en la estructura. Sin embargo, esta simplificación implica la dificultad de trabajar con las matrices de rigidez lateral de cada pórtico y la matriz global de la estructura.

Por otro lado, se cuenta con el método de Cross, también conocido como el método de distribución de momentos. Su principal ventaja es que no es necesario plantear una matriz de rigidez para ser realizado, y que, a través de procesos iterativos, logra determinar de forma precisa los momentos desarrollados por las cargas solicitadas en cada una de las barras que conforman el pórtico analizado (Ottazzi, 2019, pp. 329-350). Este método empezó a emplearse desde su publicación en un artículo por Hardy Cross en el año 1932, y ha sido utilizado hasta mucho después en el Perú, previo a la implementación de los softwares de elementos finitos.

También existe otro método manual denominado método del portal, el cual se basa en asumir la posición de los puntos de inflexión de los elementos que conforman el pórtico. Este método es bastante difundido por su simpleza al emplearlo (Bazán & Meli, 1999, pp. 90-99). Se sabe que existen edificaciones emblemáticas que fueron diseñadas con este método como el Empire State, el cual ha llegado a ser capaz de soportar los fuertes vientos del lugar e inclusive resistir un choque de un bombardero a uno de sus últimos pisos (San Bartolomé, 1999, pp. VIII-X).

2.3. Suposiciones del software ETABS

El entorno de un software de elementos finitos lo conforman objetos de distintas geometrías con propiedades estructurales asignadas tales como material, módulo de elasticidad, cargas incidentes, entre otras. En el caso de un software como ETABS los objetos presentes pueden ser objetos punto, objetos barra o frame y objetos área.² En el software también se puede definir las cargas de gravedad y laterales y aplicarlas a los distintos tipos de objetos. Otra característica del software es que puede realizar el análisis según funciones ingresadas, estas pueden ser funciones espectro de respuesta o funciones tiempo-historia.³

El uso de un software con el fin de obtener el análisis estructural de una estructura no implica que se obtenga el modelado “exacto” de esta, ya que lo que define el nivel de precisión del modelo no son los cálculos de las propiedades del material, las dimensiones o las respuestas por gravedad, sino lo referente a la predicción de las acciones sísmicas, que son siempre de gran incertidumbre (Bazán & Meli, 1999, pp. 89-102). Además, usar un programa de estos no implica que no se vaya a emplear, por ejemplo, una hoja de cálculo, ya que su función, lejos de ser el análisis de la estructura o el diseño de los elementos, es la organización de los resultados obtenidos. Si bien el resultado real para un modelo es una única solución al modelo, es válido llegar a una solución cercana empleando los métodos manuales, ya que la característica principal del proceso de modelado del sistema estructural es que presenta incertidumbres, y estas no se pueden omitir (MacLeod, 2005, pp. 1-5).

2.4. Análisis estructural en edificaciones de pórticos convencionales

El análisis estructural de la edificación depende de sus características y solicitaciones de cargas,

² (Manual Etabs v19.1, 2019, pág. 9)

³ (Manual Etabs v19.1, 2019, pág. 11)

las cuales se dividen en verticales y horizontales o de gravedad y de sismo. Es posible analizar la estructura empleando el método de superposición, lo que permite obtener el resultado estructural de la edificación sumando los resultados parciales del análisis de cada solicitación de cargas.⁴

2.4.1. Cargas de gravedad – Metrado de cargas

Las cargas de gravedad son todas aquellas fuerzas que actúan de forma vertical excluyendo las componentes verticales de sismo. Se dividen en carga muerta, conformada por el peso propio de los elementos y en general toda la carga permanente de la estructura, y en carga viva, es decir el peso de los ocupantes, tabiquería móvil y en general carga que no es permanente en la estructura.⁵

Para la carga muerta y el cálculo del peso propio de la estructura se consideran los pesos unitarios de los materiales que la conforman. En el caso de una estructura de concreto armado, los elementos que conforman el casco tienen una densidad de aproximadamente 2400 kg/m³. En el caso de una losa aligerada el peso propio por unidad de área se puede obtener según su peralte.

Tabla 2-1: Peso propio de aligerados

Peralte h (m)	Peso propio (kgf/m ²)
0.17	280
0.20	300
0.25	350
0.30	400

Por otro lado, la carga viva es como mínimo la conformada por el peso de los ocupantes. Una

⁴ En este caso, como el material de la estructura es linealmente elástico, será válido aplicar el método de superposición (Ottazzi, Apuntes del curso de Análisis Estructural 1, 2019, pág. 46)

⁵ (Norma E.020 Cargas, 2019, pág. 1)

vivienda, por ejemplo, contará con una sobrecarga de 200 kg/m² como carga viva repartida en pisos y escaleras. Una característica para este tipo de carga es que puede reducirse según sus áreas de influencia van aumentando, tal es el caso de las cargas repartidas analizadas en las columnas o muros.

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

Ecuación 2-1: Reducción de intensidad de carga viva⁶.

2.4.2. Cargas laterales – Análisis sísmico

La representación de las cargas por sismo es una serie de fuerzas horizontales actuando en el centro de masas de cada piso. Estas fuerzas a su vez se distribuyen a cada pórtico según su rigidez y la distancia de sus ejes al centro de masas del piso. El centro de masas de estos pisos se ubica ponderando los centros de masa de los elementos del diafragma y de las columnas y/o muros estructurales solidarios al piso.

Según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, en todo proyecto se requiere conocer la siguiente información: sistema estructural, periodo fundamental de vibración, cortante basal y máxima deriva de entrepiso. Para obtener estos datos se deben determinar los parámetros sísmicos de la edificación con respecto al peligro sísmico, la categoría de la edificación, el sistema estructural y su regularidad:

- Peligro sísmico: Según la sismicidad y la zonificación se obtiene el factor de zona sísmica Z, que indica la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Luego, según las condiciones geotécnicas se determina el perfil de suelo en el que se ubica el proyecto. Después,

⁶ (Norma E.020 Cargas, 2019, pág. 7)

según los parámetros anteriores se obtienen los parámetros de sitio, estos son el factor de amplificación del suelo S y los periodos T_P y T_L . Por último, se obtiene el factor de amplificación sísmica C en función del periodo fundamental de vibración del edificio T y de los periodos previamente obtenidos.

- Categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones: Primero se escoge la categoría de la edificación de acuerdo con sus exigencias, para después, según esta, determinar el factor de uso o importancia U correspondiente. Después, el sistema estructural se asigna de acuerdo con la categoría de la edificación y la zona sísmica. Finalmente, según el sistema estructural asignado se obtiene el coeficiente de Reducción de fuerza sísmica, y según las irregularidades presentes en la edificación se eligen los menores valores para los factores de irregularidad en planta I_a y altura I_p . Como consideración adicional, estas irregularidades siguen una serie de restricciones según la categoría de la edificación y la zona sísmica.

Para la norma peruana, el análisis sísmico se puede realizar optando por dos tipos de análisis: Análisis estático y Análisis dinámico modal espectral. El primer método se puede emplear siempre y cuando la estructura cumpla ciertas características con respecto a sus parámetros sísmicos. Para el resto de los casos, se debe aplicar el análisis dinámico modal espectral.⁷

En el caso del Análisis estático, la respuesta estructural se obtiene al repartir la cortante basal a los centros de masas de cada piso en función de las alturas de entrepiso. La cortante basal está en función al peso sísmico de la estructura, que para el caso de viviendas está conformado por el 100% del peso propio con la carga permanente y 25% de las cargas de servicio.⁸

⁷ (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2019, pág. 24)

⁸ (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2019, pág. 23)

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

Ecuación 2-II: Cortante basal⁹

Por otro lado, el Análisis dinámico modal espectral se realiza sometiendo la estructura a un espectro inelástico de pseudo aceleraciones.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Ecuación 2-III: Aceleración espectral¹⁰

En donde la respuesta máxima elástica esperada “r” se obtiene por métodos de combinación espectral como la combinación cuadrática o el resultado de una ponderación de la combinación aritmética y la combinación cuadrática (CQC).

El análisis sísmico debe finalmente verificar que se cumplen los requisitos de máximo desplazamiento relativo de entrepiso o distorsión (deriva) de entrepiso, que para el caso de un edificio de concreto armado es 0.007.

2.4.3. Métodos de análisis

Los métodos de análisis han sido siempre objeto de estudio en el campo de la ingeniería estructural, variando desde los métodos elásticos y los plásticos hasta los aproximados y los asistidos por programas de computadora. Saber qué método emplear es un criterio que se basa en el conocimiento de las normas actuales y de la experiencia en el rubro.

2.4.3.1 Métodos manuales de análisis:

Dado que la norma E.060 permite emplear métodos manuales para edificaciones

⁹ Fuerza cortante total en la base de la estructura (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2019, pág. 24)

¹⁰ Aceleración espectral de la estructura (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2019, pág. 26)

multifamiliares convencionales (tienen longitudes y alturas de entrepiso estándar, no cuentan con elementos de concreto presforzado y sus pórticos son de poca altura)¹¹ este análisis se desarrollará empleando dos métodos según las solicitaciones de cargas: método de rigidez sistematizada para las cargas de gravedad y sismo en pórticos, y el método de Cross para cargas de gravedad en losas en una dirección. Mientras que para realizar el análisis estructural con el método de Cross solo se requiere las proporciones de rigidez de las barras y las solicitaciones de carga, para el método de rigidez sistematizada es necesario obtener las matrices de rigidez de los pórticos que conforman la edificación y calcular la matriz de rigidez de la edificación. Luego, con las solicitaciones de carga de la estructura identificadas y distribuidas en los pórticos según sus rigideces laterales, se debe aplicar el procedimiento del método para obtener las fuerzas desarrolladas en los elementos según las cargas solicitadas.

Por último, la sistematización del Método de Rigidez consiste en obtener la matriz de rigidez de un pórtico a partir de operar las matrices de compatibilidad y de rigidez de las barras que lo conforman. La operación de matrices al ser sistemática se puede realizar con asistencia de computadora, de modo que los cálculos toman menos tiempo con respecto al Método de Rigidez convencional.¹²

$$[K] = \sum_{i=1}^{m \text{ barras}} [A_i]^T [k_i] [A_i]$$

Ecuación 2-IV: Ensamblaje de la Matriz de Rigidez¹³

¹¹ (Ottazzi, Apuntes del curso de Concreto Armado 1, 2019, pág. 103)

¹² Aún para estructuras pequeñas, el número de ecuaciones simultáneas en el Método de Rigidez convencional harían que su solución sea sumamente laboriosa (Ottazzi, Apuntes del curso de Análisis Estructural 1, 2019, pág. 271)

¹³ Ensamblaje de la matriz de rigidez (Ottazzi, Apuntes del curso de Análisis Estructural 1, 2019, pág. 275)

2.4.3.2 Métodos asistidos por software de análisis de elementos finitos:

El análisis de elementos finitos divide un objeto real en una gran cantidad de elementos finitos, que suelen representarse como pequeños cubos cuyo comportamiento individual es predecible por las ecuaciones matemáticas. Posteriormente, el software lo que hace es sumar los resultados individuales de estos elementos finitos para obtener el resultado global del objeto modelado.¹⁴ Este método parte del método matricial de rigidez, considerando la división a elementos finitos y no a elementos como las barras que se acostumbra a usar en la versión aproximada de este método, lo que permite resolver estructuras incluyendo en el análisis a los elementos bidimensionales que a su vez están divididos en elementos finitos.¹⁵ Si bien es mucho más preciso y exacto que emplear el método matricial convencional, la base del cálculo sigue siendo una aproximación que depende del tamaño elegido para los elementos finitos.

En general, se emplean los softwares de elementos finitos para resolver el Análisis dinámico modal espectral o el Análisis tiempo-historia, pero también para un Análisis estructural bajo cargas de gravedad. De este modo, en el mismo software, se pueden configurar las combinaciones de cargas que se especifican en las normas de diseño en concreto armado y diseño sismorresistente.

2.5. Generalidades de diseño en concreto armado en edificaciones

Los resultados del diseño de una edificación dependen del método empleado para el análisis estructural de esta.¹⁶ Por tal motivo, es necesario entender el fundamento teórico de las fórmulas y procedimientos del diseño con concreto armado y saber qué parámetros del análisis

¹⁴ (Autodesk Inc., 2022)

¹⁵ (Cálculo estructural: El Método de los Elementos Finitos, 2017)

¹⁶ Antes de hacer el diseño de la estructura, se realiza un análisis estructural para determinar las fuerzas internas que actúan en los elementos del sistema estructural (Subramanian, 2013, pág. 103)

estructural son los más influyentes.

Los elementos estructurales conforman el casco de la estructura, y reciben cargas debido a la gravedad como su peso propio, así como a las acciones de un eventual sismo. Pero debido a la variabilidad de las solicitaciones, es necesario amplificar el valor de estas cargas sobre la estructura.

- Para edificaciones convencionales, la solicitación final por gravedad se compone de la suma de las cargas muertas y vivas amplificadas un 40% y 70% respectivamente.¹⁷ La norma E.020 especifica los valores que se deben emplear para cada solicitación por gravedad de acuerdo con el uso del ambiente y al espesor de la losa que se emplea.
- Para la solicitación final por carga sísmica, se agregan dos amplificaciones por cada dirección de sismo: en la primera se amplifica la suma de carga muerta y viva en un 25% sin amplificar la carga de sismo; en la segunda, por el contrario, se reduce la carga muerta a un 90% sin amplificar la carga de sismo y se deja de considerar la carga viva.¹⁸

Así como se tienen condiciones de servicio y solicitaciones que dan lugar a las cargas en la estructura, también existen formas de obtener la resistencia del elemento. Esta se obtiene de los siguientes parámetros: la geometría del elemento y la propia resistencia del concreto y del acero que lo conforman.

La resistencia del concreto $f'c$ es la medida del esfuerzo máximo a compresión obtenido de una muestra en probeta controlada tras 28 días de curado y su valor suele ser 280 kg/cm² o 210 kg/cm² para proyectos de viviendas multifamiliares. En cambio, la resistencia del acero se obtiene de ensayar una varilla a fuerzas de tracción. Durante la etapa temprana del ensayo la

¹⁷ (Norma E.060 Concreto Armado, 2019, pág. 65)

¹⁸ (Norma E.060 Concreto Armado, 2019, pág. 65)

varilla desarrolla un comportamiento lineal elástico hasta llegar a su resistencia característica o esfuerzo de fluencia f_y , el cual es de 4200 kg/cm² para el caso de acero grado 60.

Para obtener la resistencia de un elemento a una solicitación se usan fórmulas obtenidas de los diagramas de distribución de esfuerzos simplificados de la sección del elemento.

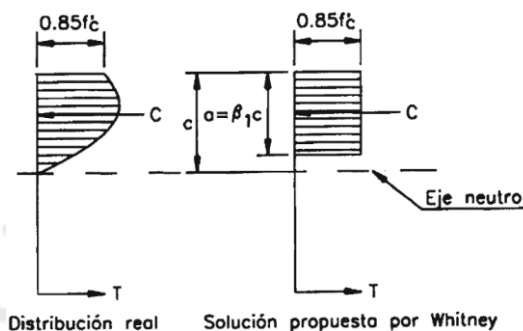


Figura 2.1 Distribución de esfuerzos en el concreto en compresión de la viga¹⁹

Del mismo modo que se amplifican las cargas a las que se someten los elementos estructurales de la edificación, su resistencia se reduce según un factor de reducción de resistencia ϕ , empleado para compensar la incertidumbre que presentan el módulo de elasticidad, la resistencia del concreto a los 28 días, la anisotropía del concreto, entre otros factores. Este factor varía dependiendo del tipo de solicitación que se esté evaluando en el elemento. Luego, este factor influye en el cálculo de la carga máxima que puede resistir el elemento, denominada finalmente carga última. Por ejemplo, para el caso simple de flexión de una viga, el valor de ϕ es 0.9. Por el contrario, el caso de cortante en viga el ϕ tiene un valor de 0.85.

2.5.1. Flexión pura

Los elementos sometidos a flexión pura experimentan esfuerzos normales de compresión y tracción. Debido a la poca resistencia del concreto a tracción, se necesita dotarlo de refuerzo

¹⁹ (Harmsen, 2002, págs. 80-81)

en la dirección de estas fuerzas. Esto vuelve al comportamiento a flexión una serie de etapas de deformación, en donde primero ocurre la falla de concreto por tracción, luego la fluencia del acero de refuerzo, y finalmente la falla a compresión del concreto.

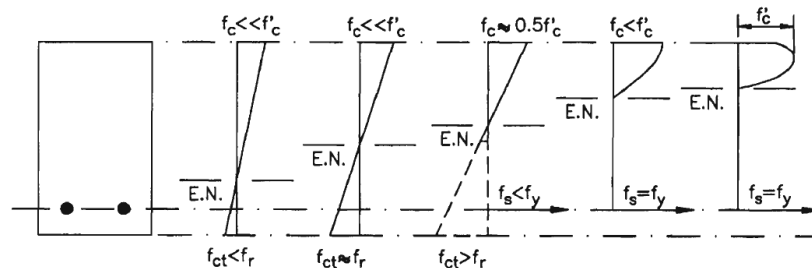


Figura 2.2: Evolución de esfuerzos en flexión pura²⁰

Dependiendo de las características del refuerzo y de la resistencia del concreto y del acero se tendrán distintos tipos de fallas por flexión. Se diseñan los elementos buscando generalmente un tipo de falla que permita alertar al usuario el peligro de un colapso, y esto se logra a través de una falla dúctil, propia de un elemento sub-reforzado. Por el contrario, se busca evitar elementos sobre-reforzados o de cuantía balanceada ya que la falla que desarrollan es de tipo frágil.²¹

2.5.1.1 Diseño de losas aligeradas y losas macizas

Las losas están sometidas a cargas perpendiculares a su plano, lo que las vuelve elementos que se comportan por flexión y por corte.²² Además, estas se modelan para el análisis estructural como elementos unidireccionales de sección T, debido a que su sección está compuesta por ladrillos igualmente espaciados dejando entre estos una vigueta sobre la cual yace una capa de losa más delgada en donde se coloca el acero de temperatura y, ocasionalmente, acero negativo.

²⁰ Variación de los esfuerzos y deformaciones con el incremento del momento aplicado (Harmsen, 2002, pág. 78)

²¹ (Harmsen, 2002, pág. 81)

²² Un techo está sometido a cargas perpendiculares a su plano, las cuales ocasionan esfuerzos de flexión y cortante (Blanco, 1994, pág. 137)

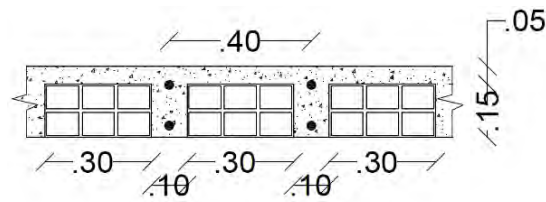


Figura 2.3: Sección y dimensiones típicas de aligerado

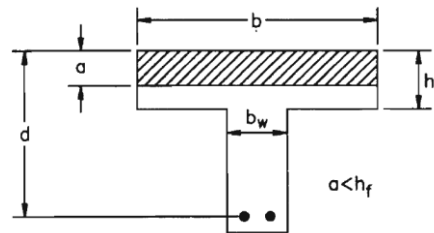


Figura 2.4: Bloque de compresiones en viga de ancho "b"

Para calcular el acero requerido se puede emplear la siguiente fórmula.

$$A_{s_{req}} = \frac{|Mu|}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Ecuación 2-V: Acero requerido en viga de sección rectangular sometida a flexión

Donde “Mu” es el momento flector máximo solicitado en la sección, obtenido del análisis estructural realizado, y “a” representa la altura del bloque de compresiones (véase Figura 2.3), la cual se puede obtener de la compatibilidad de deformaciones de la sección con la siguiente fórmula.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot |Mu|}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

Ecuación 2-VI: Altura del bloque de compresiones en viga de sección rectangular sometida a flexión

Adicionalmente, se evalúa el acero mínimo que requiere la sección del aligerado para evitar la fisuración por acción de su propio peso. Esto se hace por medio de fórmulas obtenidas del análisis de la sección agrietada.

$$A_{s_{min}} = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

Ecuación 2-VII: Acero mínimo positivo para sección "T" con el ala en compresión

Asimismo, se analiza el acero mínimo que requiere la sección cuando la tracción es en la fibra superior, es decir, en el ala de la sección. Esta cantidad de acero es la que se obtiene de someter a la viga a 1.2 veces el momento de agrietamiento M_{cr} obtenido por la siguiente fórmula.

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I}{y_s}$$

Ecuación 2-VIII: Momento de agrietamiento de una sección de viga

En donde "fr" es el esfuerzo de rotura a tracción del concreto, el cual puede obtenerse de la siguiente ecuación que representa una relación con la resistencia a la compresión.

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'c}$$

Ecuación 2-IX: Esfuerzo a la rotura por tracción del concreto

Además, el valor del acero mínimo negativo de la sección se obtiene en base a la altura del bloque de compresiones desarrollada por la aplicación de 1.2 veces el momento de agrietamiento M_{cr} . Esto se representa en la siguiente fórmula.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot a_{min} \cdot b_w}{f_y}$$

Ecuación 2-X: Acero mínimo negativo para sección "T"

2.5.1.2 Diseño de vigas

En una estructura de concreto armado, una viga representa el elemento que soporta los techos. Es capaz de resistir cargas de gravedad como también cargas de sismo, y tiene como principal fin el de conectar los elementos verticales de la estructura, logrando así una transmisión de las cargas a las columnas y muros.

Como sección de viga rectangular típica para proyecto de vivienda multifamiliar se puede considerar el siguiente modelo, en el que se aprecia tanto el armado de acero longitudinal como el refuerzo transversal que consiste en estribos espaciados a cierta distancia.

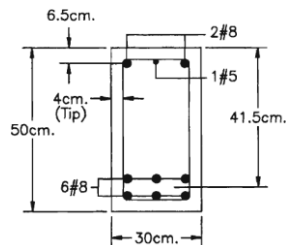


Figura 2.5: Ejemplo de sección típica de viga peraltada²³

El comportamiento de la viga ante flexión pura se puede describir analizando la sección del elemento. Se sabe que presentará un bloque de compresiones y que, ante acciones de sismo, será necesario reforzar la barra con mayor acero negativo que el que se requeriría de solo considerar cargas de gravedad.

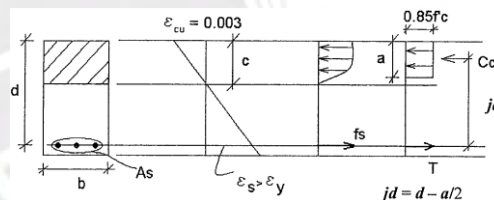


Figura 2.6: Sección rectangular - Deformación y fuerzas internas en la falla²⁴

El momento flector último “Mu” se puede calcular del mismo modo que las losas, así como el valor de la altura “a” del bloque de compresiones. El acero longitudinal mínimo se calcula con la ecuación 2-X. Sin embargo, se tiene que considerar un máximo de cuantía de acero a usar, con el fin de evitar la falla por compresión.

$$As_{max} = 0.75 \cdot Asb$$

²³ (Harmsen, 2002, págs. 111-112)

²⁴ (Ottazzi, Apuntes del curso de Concreto Armado 1, 2019, pág. 152)

Ecuación 2-XI: Acero máximo de la sección

La cuantía de acero entonces no excederá el 75% del acero balanceado A_{sb} característico de esa sección. La cuantía balanceada es la cantidad de acero requerida para desarrollar deformaciones iguales para fibra en tracción y en compresión del elemento. Asimismo, las longitudes de corte de bastones en las secciones de las vigas siguen una longitud de desarrollo mínima obtenida según las recomendaciones para cada diámetro de varilla y resistencia.²⁵

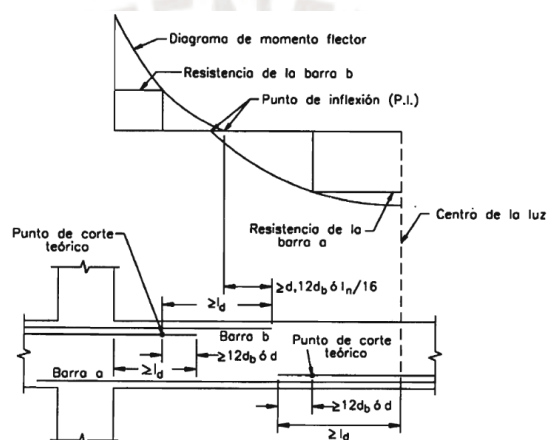


Figura 2.7: Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo²⁶

2.5.2. Carga axial y Flexo-compresión

Los elementos sometidos a estas cargas desarrollan esfuerzos normales de tracción y compresión. Los esfuerzos en carga axial pura son solo de un sentido, mientras que bajo cargas de flexo-compresión una sección puede desarrollar los dos esfuerzos tal y como se vio en el caso de flexión pura.

2.5.2.1 Diseño de columnas

Las columnas generalmente se encuentran bajo cargas de flexo-compresión debido a que

²⁵ (Ottazzi, Apuntes del curso de Concreto Armado 1, 2019)

²⁶ (Harmsen, 2002)

resisten cargas axiales excéntricas. Dependiendo de la esbeltez de esta, los efectos pueden incrementarse, incluso desarrollarse efectos distintos como torsión o pandeo. En general, para el diseño de una columna se analiza la relación de la fuerza axial y el momento flector que generaría en esta de acuerdo con su posición del eje neutro, representada en su diagrama de interacción.²⁷ Para el caso de una columna de sección rectangular suele ser necesario analizar el diagrama de interacción en las dos direcciones de la sección.

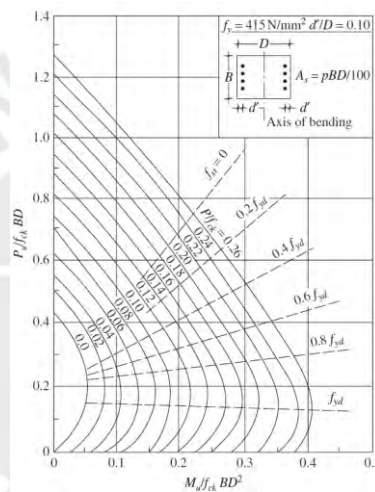


Figura 2.8: Diagramas de interacción típicos para columnas rectangulares²⁸

El diseño del acero de refuerzo debe ser tal que la coordenada conformada por la carga axial y el momento flector últimos de la columna se ubique dentro del diagrama de interacción de diseño, el cual es más reducido que el diagrama nominal propio de la sección.

2.5.2.2 Diseño de zapatas

Para cada zapata se analizan los esfuerzos desarrollados debido a la acción de sus cargas en servicio, los cuales no deben sobrepasar un esfuerzo admisible que está en función de la capacidad portante del suelo. La primera verificación de cada zapata es cuando no existe sismo,

²⁷ (Blanco, 1994, pág. 208)

²⁸ (Subramanian, 2013, pág. 554)

por lo que el esfuerzo estrictamente no debe de ser mayor que la capacidad portante del suelo: $\sigma_1 < q_{adm}$. Las siguientes verificaciones son cuando existe sismo, por lo que, al ser un esfuerzo eventual, este debe ser menor a 1.3 veces la capacidad portante del suelo: $\sigma_1 < 1.3 * q_{adm}$.

Después se debe verificar que cada zapata cumpla con los requerimientos por punzonamiento y cortante. Esto se hace definiendo un peralte, tal que la zapata no falle por estas dos acciones.

$$V_u = \sigma_u(A - A_0)$$

Ecuación 2-XII: Fuerza cortante última debido a punzonamiento

El último paso general para diseñar las zapatas es diseñar el refuerzo, el cual puede ser simple de una malla o de hasta doble malla, como suele diseñarse en zapatas combinadas donde hay una mayor demanda de acero a tracción en la fibra superior. Para las zapatas se deben seguir los parámetros de diseño a flexión vistos para el diseño de vigas y losas.

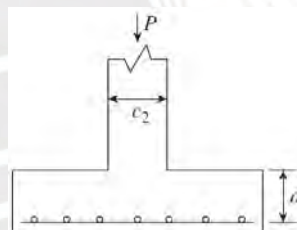


Figura 2.9: Sección típica de zapata armada con refuerzo de malla inferior²⁹

Eventualmente se tendrá una zapata conectada, es decir, una zapata que está unida a otra por un elemento llamado viga de cimentación. Este elemento también tiene su diseño propio, el cual se hace de la misma manera que para una viga o losa de techo, considerando tanto acero corrido para resistencia a flexión como acero transversal o estribos para resistencia a corte.

²⁹ (Subramanian, 2013, pág. 601)

2.5.3. Esfuerzo cortante y torsión

Los esfuerzos de corte o de torsión se desarrollan paralelos a la sección a la que incide la carga, a diferencia de los esfuerzos normales desarrollados en los efectos de flexión y carga axial.

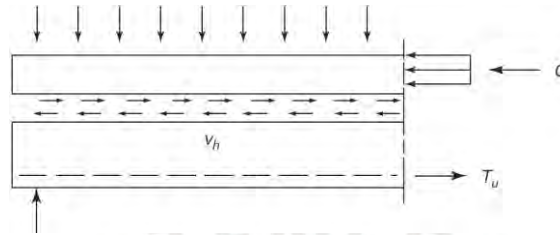


Figura 2.10: Flujo y esfuerzo de corte en viga a flexión³⁰

Generalmente se pueden despreciar las deformaciones por corte en elementos de mucha luz, sin embargo, sí se requiere de un diseño por resistencia para cumplir verificación por este efecto. Por ejemplo, las fuerzas de corte que desarrollan las losas deben verificarse. Una manera de minimizar los efectos del cortante es plantear un ensanche en la losa, con la opción de correrlo a lo largo de un eje de pórtico, o alternarlo en caso de no tanta demanda de resistencia por corte de la sección. Esta resistencia toma en cuenta la resistencia del concreto y las dimensiones de la sección.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

Ecuación 2-XIII: Aporte de resistencia al corte del concreto en sección de viga reforzada³¹

Generalmente, si la resistencia por corte que el concreto aporta no resulta suficiente para las cargas últimas de cortante, entonces se diseña un arreglo de refuerzo transversal que aporte con una resistencia V_s a la resistencia total de la sección. Los elementos en los que predomina la deformación por corte y esfuerzos por corte suelen ser los muros y las vigas de acople.

³⁰ (Wight & MacGregor, 2012, pág. 872)

³¹ (Harmsen, 2002, pág. 139)

Por otro lado, para el diseño por corte de una viga se emplea refuerzo transversal con un espaciamiento no menos de 0.5 veces el peralte efectivo d . Asimismo, se siguen las especificaciones dadas para vigas pertenecientes a sistema estructural de muros, el sistema característico del proyecto. Estas especificaciones indican que los estribos de la zona de confinamiento no deben ser menores que:

- $d/4 \parallel 10dB$ (dB: Menor diámetro de barra longitudinal confinada) $\parallel 24db$ (db: Diámetro de estribo cerrado de confinamiento) $\parallel 300$ mm

Se cumplirá también que la zona de confinamiento abarcará 2 veces el peralte de la viga, y que el primer refuerzo transversal estará a por lo menos 10 cm de la cara de la columna.

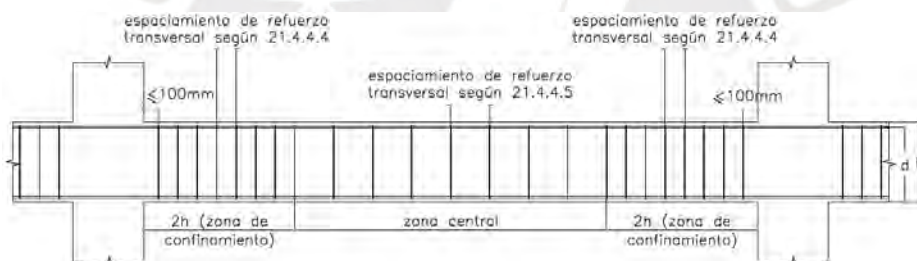


Figura 2.11: Requerimientos de estribos en vigas³²

2.5.3.3 Diseño de muros

Si bien los muros reciben cargas de flexo-compresión como las columnas y también cuentan con diagrama de interacción para esto, las cargas por fuerza cortante que reciben en la dirección de mayor dimensión son considerables y requieren de un diseño por resistencia.

³² Norma E.060 (REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, 2019)

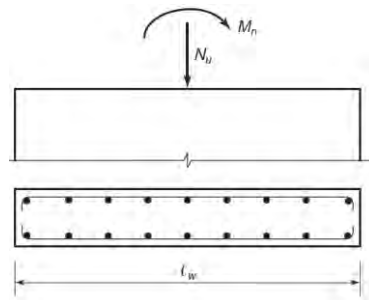


Figura 2.12: Sección típica de muro³³

El refuerzo en un muro generalmente consiste en una doble malla de aceros que en algunos casos están en medio de dos núcleos, es decir, dos armados de columnas. De esta manera, se reparten mejor los esfuerzos normales de flexo-compresión y se ahorra en refuerzo horizontal de estribaje.

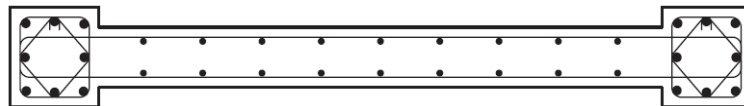


Figura 2.13: Sección de muro con dos núcleos³⁴

³³ (Wight & MacGregor, 2012, pág. 1000)

³⁴ (Wight & MacGregor, 2012, pág. 1003)

Capítulo 3 Pre dimensionamiento y estructuración

En este capítulo se explicará el criterio empleado para el pre dimensionamiento y la estructuración.

3.1. Generalidades de la edificación

3.1.1. Características principales de la edificación

La edificación es un edificio multifamiliar de viviendas que cuenta con 5 pisos para departamentos, uno para azotea y otro para estacionamientos. Cuenta con un ascensor y un total de 10 estacionamientos para los 10 departamentos proyectados. El edificio no es de esquina, por lo que tiene límite de propiedad en tres frentes. La fachada principal cuenta con la entrada principal y el ingreso de vehículos. El edificio no cuenta con sótano para los estacionamientos. En este caso, el primer nivel de piso está destinado para estacionamientos, por lo que no hay rampa.

3.1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto

Inicialmente, el área techada era de 21.75m x 13.50m, lo que daba un total de 293.63 m² de área techada para el proyecto. Esto se vio que era conveniente si se decidían usar columnas de 15cm de espesor. Sin embargo, existían parámetros arquitectónicos que se incumplían bajo esta modelización. En primer lugar, para un diseño de concreto armado convencional, las columnas debían ser de mínimo 25 cm para que fueran sismorresistentes, al igual que eran insuficientes las que se habían planteado ubicar, por lo que se decidió ampliar los ejes de los costados de la edificación. Finalmente se tiene un área techada de 22.65m x 15.95m, obteniendo un área total de 361.27 m², un área 23% mayor que la inicial.

3.1.3. Cargas utilizadas

Como una edificación multifamiliar de concreto armado, sus elementos recibirán las siguientes solicitaciones según la Norma E.020 Cargas:

- Carga muerta: Peso propio, peso de piso terminado y peso de tabiquería.
- Carga viva: Sobrecarga según el uso del ambiente (200 kg/m² en todos los pisos y 100 kg/m² en la azotea)
- Sismo: Fuerzas incidentes del sismo, repartidas a cada diafragma y redistribuidas a cada elemento vertical de acuerdo con su rigidez. Su valor depende del análisis sísmico realizado siguiendo la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

3.2. Estructuración de la edificación

La estructuración se realizó de modo que se cumplieran los parámetros arquitectónicos: ancho mínimo de carril para estacionamiento, ancho mínimo de pasadizo y ancho mínimo de escalera. Asimismo, se buscó que siempre exista simetría alrededor del eje X. Se mantuvo siempre un ancho de vigas y espesor de columnas y muros de 25 cm, y se procuró mantener un peralte de viga uniforme en los pórticos. La escalera y el ascensor fueron delimitados por muros estructurales formando placas en forma de “C” con el fin de aportar rigidez tanto en la dirección X e Y. Asimismo, los ductos de baños fueron delimitados con vigas chatas y losa maciza. Luego, debido a la discontinuidad de diafragma del eje C se optó por reforzar la losa empleando una losa maciza en dos direcciones. La resistencia de concreto se propuso $f'c$ de 210 kg/cm² para todos los elementos estructurales de la edificación.

Todas estas consideraciones se pueden visualizar en el anexo 1 en el que se muestra la

estructuración base del edificio, así como también la arquitectura preliminar de la planta típica, primera planta y sótano.

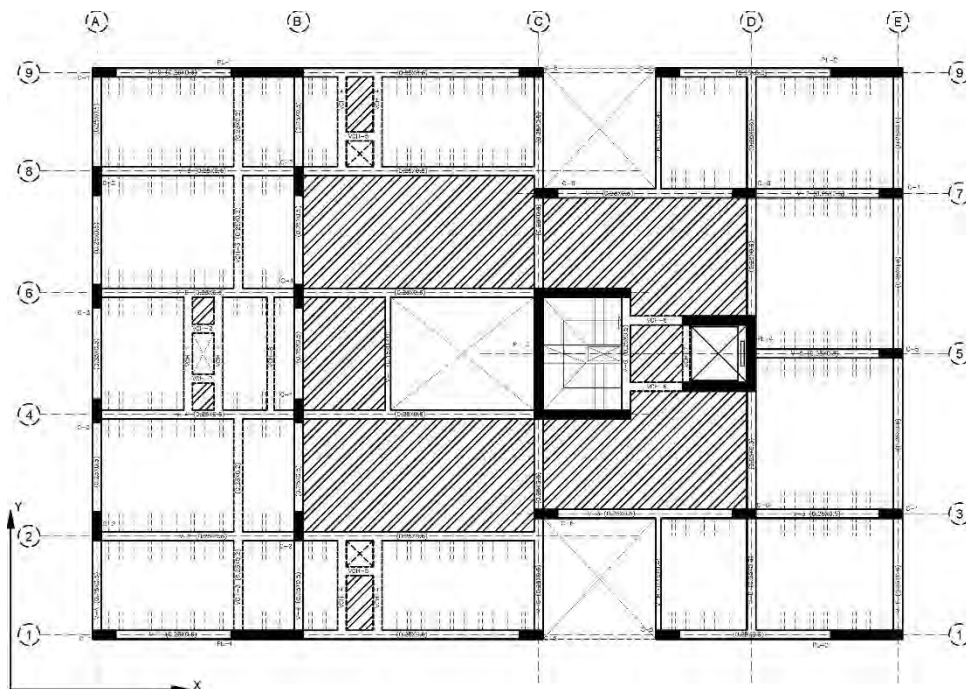


Figura 3.1 Estructuración base

Se establecieron los ejes de pórticos sismorresistentes entre los anchos de carril y tres columnas y dos placas de 2 m de ancho como parte de los ejes extremos, con el fin de aliviar la rigidez en la dirección X-X. Como la deriva en esa dirección se encuentra controlada, se dio discontinuidad al pórtico 2 y 8, con el fin de priorizar la distribución en arquitectura. Por otro lado, las columnas que resisten en esta dirección son de 0.25x0.65 m, mientras que los muros son de 2 m a los extremos, 2.70 m para la caja de escaleras y 2.05 m para la caja de ascensor. Para los elementos horizontales, las vigas principales son de 0.25x0.60 m del eje A al eje C, y de 0.25x0.50 m del eje C al eje E, mientras que las vigas chatas son de 0.25x0.20 m. Del mismo modo, si bien los tramos en dirección X-X de la placa del ascensor no forman parte de pórticos, estas sí trabajan con el resto del sistema sismorresistente por la presencia de la losa maciza.

Para la dirección Y-Y se consideraron cinco ejes de pórticos sismorresistentes. Las dimensiones de las columnas para esta dirección son de 0.25x0.80 m y de 0.25x0.65 m, y se ubican en los ejes A y B. Se definieron también los muros de la caja de escaleras en el eje C de 3.40 m y de la caja del ascensor en el eje D de 1.80 m. En el caso de los elementos horizontales, se cuentan con aligerados de 20 cm de peralte de viguetas espaciados cada 40 cm. Asimismo, las vigas peraltadas principales son de 0.25x0.50 m, mientras que las peraltadas secundarias son de 0.15x0.40 m. También se encuentran vigas chatas de 0.25x0.20 m simplemente apoyadas alrededor de los ductos de los baños.

Finalmente, el sistema estructural es de muros en ambas direcciones, a pesar de la aparente poca presencia de estos. Esta característica se corroborará en el próximo capítulo, en el análisis sísmico.

3.3. Pre dimensionamiento de elementos estructurales

Para realizar el pre dimensionamiento de los elementos de la estructuración propuesta, se tuvo en cuenta los criterios de pre dimensionamiento sugeridos por Blanco.

3.3.1. Losas

Para el pre dimensionamiento de las losas, Blanco sugiere un criterio en función de la luz libre de las losas. En este caso, se escogió un peralte de losa de 20 cm para todas las losas de la estructura, como recomienda Blanco para losas de luces comprendidas entre 4 y 5.5 m según la tabla 3.1 (Blanco, 1994). Además de este criterio, se procuró evitar que las losas aligeradas y macizas tuvieran un espesor diferente con el fin de simplificar los cálculos.

Tabla 3-3-1 Pre dimensionamiento de losas aligeradas³⁵.

Luz libre "L" entre	Peralte h (cm)
0 y 4 m	17
4 y 5.5 m	20
5 y 6.5 m	25
6 y 7.5 m	30

A continuación, se observa la sección propuesta para la losa aligerada:

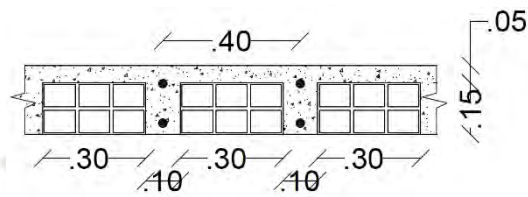


Figura 3.2: Sección de losa aligerada adoptada

3.3.2. Columnas

Se empezó por corroborar que las dimensiones de las columnas fueran adecuadas verificando que se cumpla que:

$$\text{Área} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 * f'c}$$

Ecuación 3-1: Pre dimensionamiento de columnas en edificio de muros de corte³⁶

Para el edificio el valor de $f'c$ es 210 kg/cm² y se asumió un ratio de carga de servicio de 1 ton/m². Después se determinaron las áreas tributarias correspondientes a cada columna, con el fin de encontrar aquella que recibe mayor carga. Se muestra a continuación un esquema de repartición de áreas tributarias para las columnas de la estructuración propuesta.

³⁵ (Blanco, 1994, págs. 35-36)

³⁶ (Blanco, 1994, pág. 41)

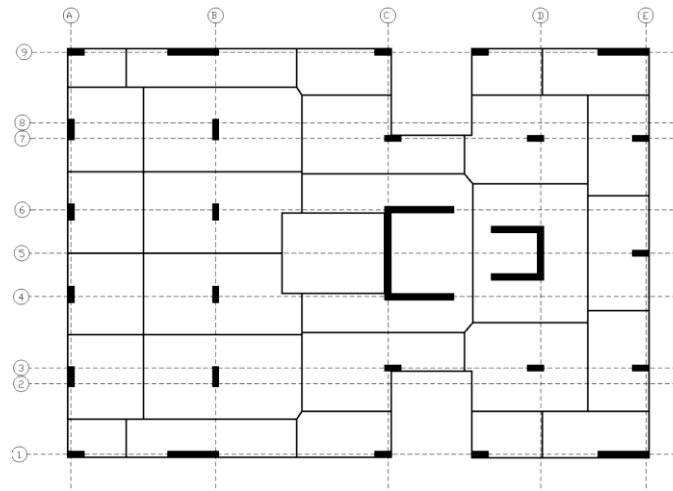


Figura 3.3 Áreas tributarias de columnas

Luego, las columnas más críticas de la estructuración fueron las ubicadas en las intersecciones de ejes 2B y 8B, y a cada una le correspondió un área tributaria de alrededor de 20 m^2 , por lo que el área mínima debe ser 1270 cm^2 , equivalente a las dimensiones de $25 \times 51 \text{ cm}$. De este modo se verifica que para todas las columnas se cumple el criterio de pre dimensionamiento propuesto, pues ninguna será menor a las dimensiones de $25 \times 65 \text{ cm}$, equivalente a 1625 cm^2 .³⁷

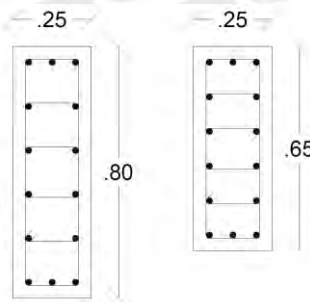


Figura 3.4: Secciones de columna adoptadas

³⁷ (Blanco, 1994)

3.3.3. Vigas

3.3.3.1 Vigas peraltadas:

Para el pre dimensionamiento de las vigas, Blanco sugiere que el peralte de estas sea preliminarmente del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre (Blanco, 1994). Para la estructuración propuesta, se tuvo en cuenta dos dimensiones diferentes para las vigas en cada dirección antes y después de la caja de la escalera. A la viga en dirección X de mayor luz, le corresponde un peralte de entre 0.65 y 0.55 m de acuerdo con las recomendaciones de Blanco, por lo que se optó por usar un peralte de 0.6 m en todas las vigas en sentido X de los pórticos entre ejes A y C; mientras que para las vigas en sentido Y de estos ejes se optó por usar vigas de 0.5 m de peralte, buscando evitar el efecto columna débil – viga fuerte.

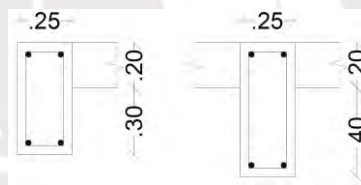


Figura 3.5: Secciones de viga adoptadas

Finalmente, entre los ejes C y E, a la viga en dirección X de mayor longitud le corresponde un peralte de entre 0.5 y 0.4 m, por lo que se decidió usar un peralte de 0.5 m de todas las vigas en dirección X entre esos ejes; mientras que para las vigas en dirección Y de esta zona se obtuvo asignar como mínimo un peralte de 0.6 m. Todas estas dimensiones se adoptaron siguiendo los criterios de luz de elemento y de rigidez de columnas. (Blanco, 1994)

Asimismo, se consideró un ancho de 0.25 m para todas las vigas principales de la edificación excepto para las vigas secundarias, las cuales tienen una sección transversal de 0.15 x 0.40 m.

3.3.3.2 Vigas chatas:

El pre dimensionamiento de las vigas chatas se realizó considerando la carga de tabique. En la planta se presentan vigas chatas que delimitan el área de los ductos de ventilación pertenecientes a los baños. Su sección es de 0.25 x 0.20 m, tomando en cuenta que el espesor de losa escogido es de 0.20 m también. Por último, la tabiquería entre los ejes A y B descansa sobre una sección de viga chata de 0.30 x 0.20 m.

3.3.4. Muros de corte

Las placas se pre dimensionaron buscando la disminución de la excentricidad accidental formada en planta, aproximando el centro de masas y centro de rigidez de la estructura.

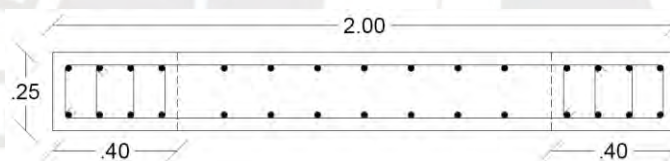


Figura 3.6: Sección de muro adoptada

Se verificó que el espesor del muro cumpliera las exigencias de la norma E.060, es decir:

$$\frac{t}{H} \geq \frac{1}{25}$$

Ecuación 3-II: Espesor de placa

Donde t es el espesor del muro y H la altura libre. Asimismo, la longitud horizontal del muro se definió según la arquitectura del proyecto, procurando estar en el rango mínimo de 1.5 m a 2 m de modo que permita que el muro trabaje como muro tipo corte.

3.3.5. Escaleras

La norma de arquitectura A.010 indica pautas para las dimensiones de las escaleras. Se debe cumplir que el ancho del paso sea mínimo de 25 cm, el alto del contrapaso sea de máximo 18 cm y que los descansos tengan como mínimo 90 cm.³⁸

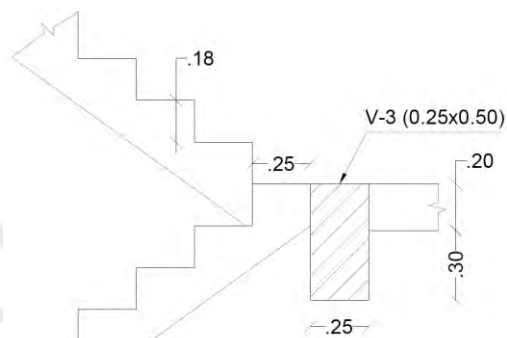


Figura 3.7: Sección de escalera adoptada

3.3.6. Planos de la estructuración de la planta típica

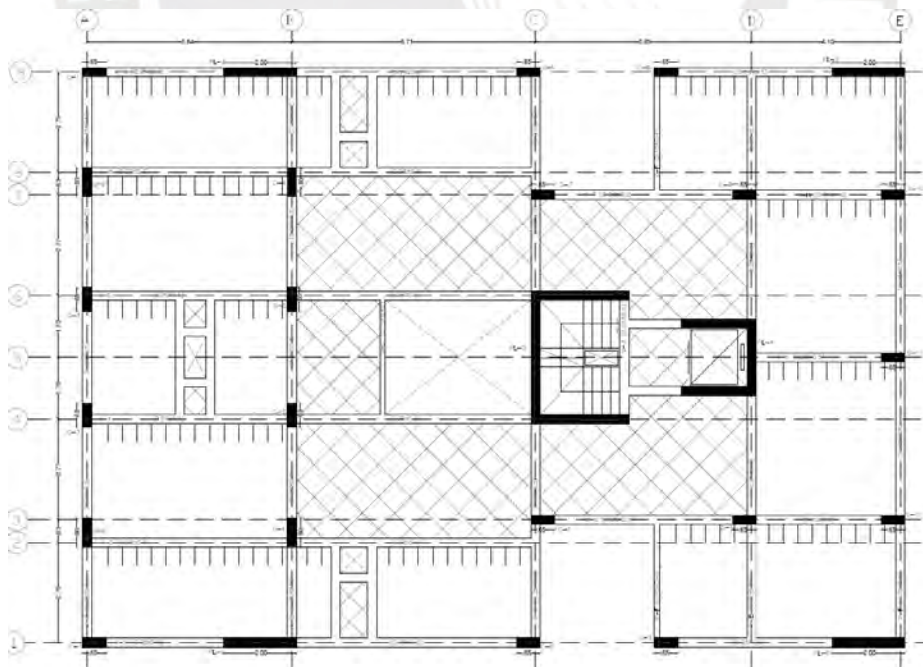


Figura 3.8: Estructuración de planta típica

³⁸ (Norma A.010 Condiciones Generales de Diseño, 2021, pág. 9)

Capítulo 4 Análisis estructural de la edificación

Este capítulo mostrará el procedimiento de cálculo para obtener los resultados del análisis estructural de la edificación bajo acción de las cargas de gravedad y las de sismo, tanto evaluado por métodos manuales como por computadora.

4.1. Análisis estructural utilizando métodos manuales de análisis

El primer paso del análisis es establecer un sistema de cargas-deformaciones Q-D para cada pórtico, con el fin de obtener las matrices de rigidez lateral de cada uno.

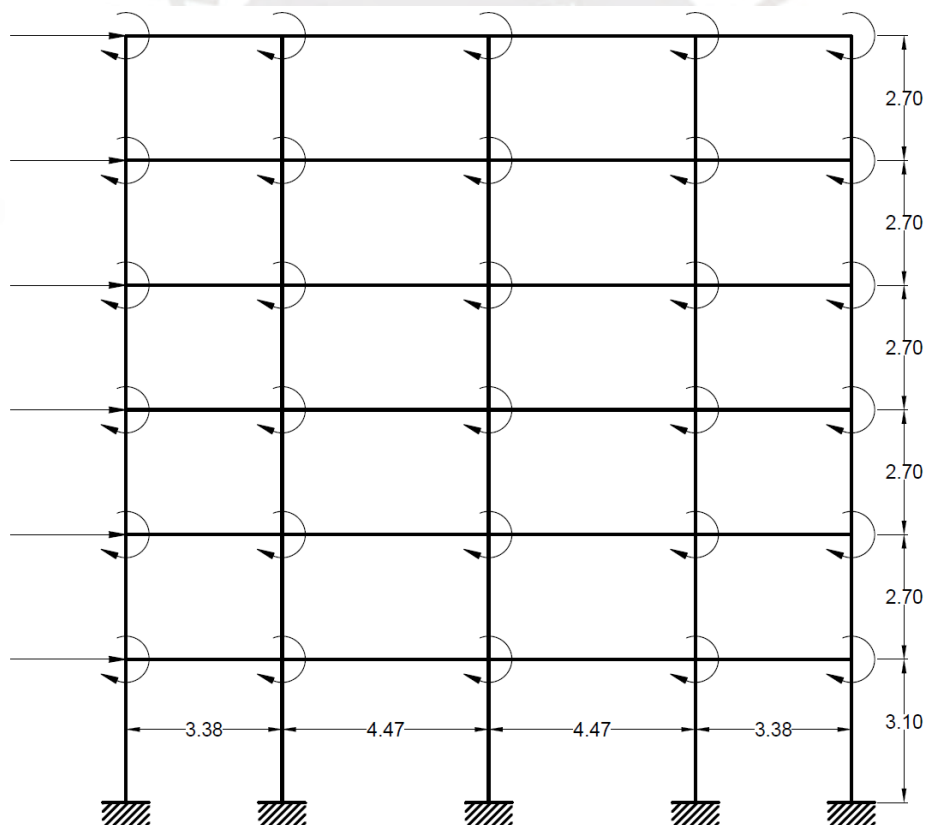


Figura 4.1: Sistema Q-D de Pórtico E

En el sistema Q-D hay grados de libertad de desplazamiento igual al número de niveles de la edificación y grados de libertad de giro ubicados en los nudos del pórtico. Para los cálculos de este apartado se tomará como ejemplo el pórtico E.

Se observa que el pórtico E tiene en total 6 grados de libertad de desplazamiento y 30 de giro, por lo que la matriz de rigidez del pórtico será de 36x36. Para obtener esta se deben definir las matrices de compatibilidad y matrices de rigidez de los elementos que conforman el pórtico, en total 30 elementos verticales que conforman las columnas y los muros y 24 elementos horizontales que conforman las vigas. Se considera un desplazamiento y giro unitario para el desarrollo de las matrices de compatibilidad.

$$A_i = \begin{bmatrix} a_{1-1} & a_{1-2} & \cdots & a_{1-36} \\ a_{2-1} & a_{2-2} & \cdots & a_{2-36} \\ a_{3-1} & a_{3-2} & \cdots & a_{3-36} \\ a_{4-1} & a_{4-2} & \cdots & a_{4-36} \end{bmatrix}_{4 \times 36}$$

Ecuación 4-1: Matriz de compatibilidad de barra con 4 gdl locales

A partir de las deformadas del sistema Q-D se obtendrán giros y desplazamientos normalizados a partir de un desplazamiento unitario de cada grado de libertad en el pórtico. Estos valores serán asignados dentro de la matriz de compatibilidad del pórtico.

$$A_1 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & \cdots & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \end{bmatrix}_{4 \times 36}$$

Por otro lado, el desarrollo de las matrices de rigidez de los elementos del pórtico se basa en los coeficientes de rigidez de barras ante deformaciones de giro y desplazamiento en sus extremos.

$$k_i = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} 4 & 2 & \frac{6}{L} & \frac{6}{L} \\ 2 & 4 & \frac{6}{L} & \frac{6}{L} \\ \frac{6}{L} & \frac{6}{L} & \frac{12}{L^2} & \frac{12}{L^2} \\ \frac{6}{L} & \frac{6}{L} & \frac{12}{L^2} & \frac{12}{L^2} \end{bmatrix}$$

Ecuación 4-II: Matriz de rigidez de barra

Cuando la barra está sujeta a deformaciones por cortante no despreciables, a la matriz de rigidez la acompañará un parámetro α que depende de la esbeltez de la sección y de las propiedades mecánicas del material (módulo de elasticidad E, módulo de Poisson ν y módulo de corte G).

$$k_i = \frac{1}{1 + \alpha} \left(\frac{EI}{L} \right) \begin{bmatrix} 4 + \alpha & 2 - \alpha & \frac{6}{L} & \frac{6}{L} \\ 2 - \alpha & 4 + \alpha & \frac{6}{L} & \frac{6}{L} \\ \frac{6}{L} & \frac{6}{L} & \frac{12}{L^2} & \frac{12}{L^2} \\ \frac{6}{L} & \frac{6}{L} & \frac{12}{L^2} & \frac{12}{L^2} \end{bmatrix}$$

Ecuación 4-III: Matriz de rigidez de barra con deformación por corte

$$\alpha = \frac{12EI}{GA_c L}$$

Ecuación 4-IV: Parámetro α para barras con deformaciones por corte

En donde A_c es el área de corte de la sección transversal, determinada a partir del área regular y un factor de forma que para una sección rectangular le corresponde 1.2. El parámetro α es entonces la influencia de cortante en la rigidez de la sección, mientras más cercano a cero sea, la expresión va a asemejarse a la de una sección con deformación por corte despreciable.

Para el caso del muro en los ejes extremos del pórtico E se tiene el caso de un muro con ala, en el que se considera un ancho efectivo no mayor a la suma del ancho del apoyo y cuatro veces el espesor del muro.³⁹

$$B_{ef} = b + 4t$$

Ecuación 4-V: Ancho efectivo de ala de muro

Considerando un ancho de viga de 0.25 m e igual espesor de muro se obtiene 1.25 m de ancho

³⁹ (Norma E.060 Concreto Armado, 2019, pág. 179)

efectivo para muro con ala.

A continuación, aplicando la ecuación 4-II se obtuvo la siguiente matriz de rigidez correspondiente a la barra 1, despreciando su efecto al corte y considerando el ancho efectivo del ala hallado de la fórmula 4-V.

$$k_1 = \begin{bmatrix} 4.620 & 2.310 & 2.236 & 2.236 \\ 2.310 & 4.620 & 2.236 & 2.236 \\ 2.236 & 2.236 & 1.442 & 1.442 \\ 2.236 & 2.236 & 1.442 & 1.442 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{m}$$

Lo siguiente es hallar las matrices de compatibilidad y rigidez correspondientes al resto de barras y operar la sumatoria de productos de las matrices encontradas, aplicando el método sistematizado de rigidez empleando la ecuación 2-IV “Ensamblaje de la matriz de rigidez” con el fin de obtener la matriz de rigidez del pórtico.

$$K_E = \begin{bmatrix} 12.91 & -7.77 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.71 & \dots & 0 \\ -7.77 & 15.54 & -7.77 & 0 & 0 & 0 & -2.95 & \dots & 0 \\ 0 & -7.77 & 15.54 & -7.77 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & -7.77 & 15.54 & -7.77 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -7.77 & 15.54 & -7.77 & 0 & \dots & 2.95 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -7.77 & 7.77 & 0 & \dots & -2.95 \\ 0.71 & -2.95 & 0 & 0 & 0 & 0 & 21.64 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2.95 & -2.95 & 0 & \dots & 17.02 \end{bmatrix}_{36 \times 36} \frac{\text{tonf}}{m}$$

Este procedimiento se repite para el resto de los pórticos y se da inicio al método de análisis pseudotridimensional, para el cual se necesita que las matrices halladas de cada pórtico se estandaricen bajo un sistema Q-D que contemple únicamente desplazamientos de entrepiso. En este caso, las matrices reducen su dimensión a 6x6 en vista de que en todos los pórticos hay 6 niveles. Finalmente, la matriz resultante de cada pórtico corresponde a su matriz de rigidez lateral.

$$Klat_E = \begin{bmatrix} 11.98 & -7.55 & 0.89 & -0.09 & 0.01 & 0 \\ -7.55 & 13.71 & -7.68 & 0.90 & -0.09 & 0.01 \\ 0.89 & -7.68 & 13.72 & -7.68 & 0.89 & -0.08 \\ -0.09 & 0.90 & -7.68 & 13.72 & -7.65 & 0.79 \\ 0.01 & -0.09 & 0.89 & -7.65 & 13.49 & -6.66 \\ 0 & 0.01 & -0.08 & 0.79 & -6.66 & 5.94 \end{bmatrix} \frac{tonf}{m}$$

A continuación, se definen las matrices de compatibilidad de cada pórtilo en base a la hipótesis del análisis pseudotridimensional de edificios. Es decir, los grados de libertad de la edificación se simplificarán a dos horizontales y un giro en planta en cada nivel,⁴⁰ dando un total de 18 grados de libertad para este caso (3 por planta) y una matriz de dimensiones 6x18. Las coordenadas de los grados de libertad se ubican en el centro de rigidez de la estructura.

$$A_E = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 10.6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 10.8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 10.8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 10.8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 10.8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 11 \end{bmatrix}$$

Finalmente, aplicando nuevamente el procedimiento de rigidez sistematizada con todas las matrices de todos los pórtilos, dado por la ecuación 2-IV, se obtiene la matriz de rigidez del edificio con la estructura siguiente:

$$K_{edif} = \begin{bmatrix} [K_{XX}]_{6x6} & [K_{XY}]_{6x6} & [K_{X\phi}]_{6x6} \\ [K_{YX}]_{6x6} & [K_{YY}]_{6x6} & [K_{Y\phi}]_{6x6} \\ [[K_{\phi X}]_{6x6} & [K_{\phi Y}]_{6x6} & [K_{\phi\phi}]_{6x6} \end{bmatrix}_{18x18}$$

Ecuación 4-VI: Matriz de rigidez de la edificación

Los resultados de cada matriz de rigidez que conforma la matriz del edificio se muestran a continuación.

⁴⁰ (Análisis sísmico de edificios, 2008, pág. 70)

- Matriz de rigidez lateral del edificio en dirección X

$$K_{XX} = \begin{bmatrix} 1209 & -788 & 222 & -18 & 2 & 0 \\ -788 & 1184 & -800 & 222 & -18 & 2 \\ 222 & -800 & 1188 & -800 & 221 & -15 \\ -18 & 222 & -800 & 1187 & -784 & 192 \\ 2 & -18 & 221 & -785 & 989 & -409 \\ 0 & 2 & -15 & 192 & -409 & 231 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- Matriz de rigidez lateral del edificio en dirección Y

$$K_{YY} = \begin{bmatrix} 854 & -522 & 95 & 7 & 3 & 1 \\ -522 & 872 & -538 & 93 & 6 & 4 \\ 95 & -538 & 871 & -539 & 90 & 13 \\ 7 & 93 & -539 & 869 & -546 & 114 \\ 3 & 6 & 90 & -546 & 793 & -346 \\ 1 & 4 & 13 & 114 & -346 & 214 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- Matriz de rigidez a la torsión del edificio

$$K_{\phi\phi} = \begin{bmatrix} 61969 & -40104 & 10332 & -774 & 138 & -18 \\ -40104 & 62314 & -40956 & 10363 & -756 & 108 \\ 10332 & -40956 & 62494 & -40950 & 10280 & -567 \\ -774 & 10363 & -40950 & 62405 & -40481 & 9332 \\ 138 & -756 & 10280 & -40481 & 54246 & -23451 \\ -18 & 104 & -567 & 9332 & -23451 & 14616 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- Matriz de rigidez a la torsión del edificio debido a excentricidad en Y

$$K_{\phi Y} = K_{Y\phi}^T = \begin{bmatrix} 695 & -359 & 4 & 59 & -6 & 2 \\ -446 & 801 & -472 & 15 & 58 & 2 \\ 20 & -472 & 802 & -473 & 17 & 55 \\ 60 & 15 & -473 & 804 & -514 & 112 \\ -5 & 58 & 17 & -514 & 710 & -268 \\ 2 & -1 & 57 & 132 & -327 & 137 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- Matriz de rigidez lateral del edificio en dirección X debido a torsión y a excentricidad en Y

$$K_{XY} = K_{YX} = K_{X\phi} = K_{\phi X} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{m}$$

Habiendo hallado las matrices de rigidez de los pórticos y del edificio, el siguiente paso es establecer las solicitaciones de cargas actuando en los distintos elementos de la estructura, para lo cual se seguirá lo estipulado por la norma técnica peruana. Las cargas laterales se obtienen realizando un análisis sísmico estático empleando la norma E.030 Diseño Sismorresistente. Por otro lado, las cargas de gravedad se analizan según la norma E.020 Cargas.

4.1.1. Análisis sísmico

En esta parte del análisis se opta por un análisis estático, que se puede desarrollar repartiendo la cortante basal a los elementos de la estructura en función de sus rigideces. Primero se obtienen los parámetros sísmicos de la edificación, los cuales se detallan a continuación.

- Factor de zona sísmica $Z = 0.45$ g correspondiente con la ciudad de Lima
- Factor de amplificación de suelo $S = 1.05$ para perfil de suelo intermedio S_2
- Factor de amplificación sísmica $C = 2.5$ correspondiente a periodo fundamental estimado $T = 0.28$ s ($C_T = 60$, $h_n = 16.6$ m) y a periodos $T_P = 0.6$ s y $T_L = 2$ s
- Factor de uso $U = 1$ correspondiente a edificación de categoría común

A continuación, se debe hallar el factor de reducción sísmica R para ambas direcciones X e Y , afectado por la irregularidad característica de la estructura.

Irregularidad estructural en planta	Factor de irregularidad I_a
De Rigidez – Piso Blando	Se comprueba que no hay piso blando dado que las rigideces de entrepiso disminuyen en los pisos

Irregularidad estructural en planta	Factor de irregularidad Ia																					
	<p>superiores. La rigidez para la dirección Y-Y del nivel 1 es 81% del superior, lo que no significa piso blando.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Nivel</th> <th>Rigidez X (tonf/m)</th> <th>Rigidez Y (tonf/m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>6</td> <td>50263.9</td> <td>69934.0</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>90722.9</td> <td>123278.5</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>122310.3</td> <td>164367.0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>156948.8</td> <td>207291.9</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>217215.1</td> <td>269731.3</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>221294.1</td> <td>221040.7</td> </tr> </tbody> </table> <p>Ia = 1.00</p>	Nivel	Rigidez X (tonf/m)	Rigidez Y (tonf/m)	6	50263.9	69934.0	5	90722.9	123278.5	4	122310.3	164367.0	3	156948.8	207291.9	2	217215.1	269731.3	1	221294.1	221040.7
Nivel	Rigidez X (tonf/m)	Rigidez Y (tonf/m)																				
6	50263.9	69934.0																				
5	90722.9	123278.5																				
4	122310.3	164367.0																				
3	156948.8	207291.9																				
2	217215.1	269731.3																				
1	221294.1	221040.7																				
De Resistencia – Piso Débil	<p>Se comprueba que no hay piso débil dado que las resistencias de entrepiso disminuyen en los pisos superiores, tanto en la dirección X como en la Y.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Nivel</th> <th>Vx (tonf)</th> <th>Vy (tonf)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>6</td> <td>-129.16</td> <td>-129.16</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>-248.25</td> <td>-248.25</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>-344.21</td> <td>-344.21</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>-417.04</td> <td>-417.04</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>-466.73</td> <td>-466.73</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>-493.65</td> <td>-493.65</td> </tr> </tbody> </table> <p>Ia = 1.00</p>	Nivel	Vx (tonf)	Vy (tonf)	6	-129.16	-129.16	5	-248.25	-248.25	4	-344.21	-344.21	3	-417.04	-417.04	2	-466.73	-466.73	1	-493.65	-493.65
Nivel	Vx (tonf)	Vy (tonf)																				
6	-129.16	-129.16																				
5	-248.25	-248.25																				
4	-344.21	-344.21																				
3	-417.04	-417.04																				
2	-466.73	-466.73																				
1	-493.65	-493.65																				
Extrema de Rigidez	<p>No se permiten irregularidades extremas para zona 4 categoría C. Asimismo, se comprueba que no hay irregularidad extrema dado que tampoco hay la irregularidad en su primer grado</p> <p>Ia = 1.00</p>																					
Extrema de Resistencia	<p>No se permiten irregularidades extremas para zona 4 categoría C. Asimismo, se comprueba que no hay irregularidad extrema dado que tampoco hay la irregularidad en su primer grado</p> <p>Ia = 1.00</p>																					
De Masa o Peso	Ia = 1.00 (Las plantas son típicas)																					
Geométrica Vertical	Ia = 1.00 (Las plantas son típicas)																					
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	<p>Todos los elementos verticales están alineados en toda la altura a los ejes de pórticos sismorresistentes</p> <p>Ia = 1.00</p>																					
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	<p>No se permiten irregularidades extremas para zona 4 categoría C. Asimismo, se comprueba que no hay irregularidad extrema dado que tampoco hay la irregularidad en su primer grado</p> <p>Ia = 1.00</p>																					

Tabla 4-1: Cálculo de irregularidades estructurales en planta

Irregularidad estructural en altura	Factor de irregularidad Ip
Torsional	Ip = 0.75 (Se asume que la tendrá)

Irregularidad estructural en altura	Factor de irregularidad I_p
Torsional Extrema	No hay irregularidad extrema dado que estas no se permiten para zona 4 categoría C $I_p = 1.00$
Esquinas Entrantes	La estructura no presenta esquinas entrantes $I_p = 1.00$
Discontinuidad de Diafragma	No presenta irregularidad dado que hay aberturas abruptas de diafragma (>50%) y la sección transversal más débil del diafragma fue 37.5% respecto a la más resistente (>25%) $I_p = 1.00$
Sistemas no Paralelos	Todos los pórticos sismorresistentes pertenecen a la misma dirección X o Y $I_p = 1.00$

Tabla 4-2: Cálculo de irregularidades estructurales en altura

- Factor de reducción sísmica $R = 6$ correspondiente a edificio de muros estructurales y factor de irregularidad en planta $I_p = 0.75$ asumiendo que existe irregularidad torsional

Lo siguiente es hallar el peso sísmico de la edificación, para lo cual se calculan los volúmenes de los elementos del casco. Finalmente se obtiene el peso muerto de la edificación por nivel.

Peso Muerto (tonf)		
Nivel	1	155.22
	2	133.22
	3	133.22
	4	133.22
	5	133.22
	6	116.25

Tabla 4-3: Peso muerto por piso

Para el peso sísmico se agrega el 25% de la carga viva de la estructura al peso hallado, según detalla la norma E.030 Diseño Sismorresistente para edificaciones de tipo vivienda multifamiliar, obteniéndose el siguiente valor como peso sísmico de la estructura

$$P = 891.28 \text{ tonf}$$

Al operar el peso sísmico con los parámetros característicos de la estructura empleando la

ecuación 2-II, se halla la siguiente cortante basal de la estructura para sismo estático.

$$V_{basal} = 233.96 \text{ tonf}$$

Para finalizar el modelado de la estructura se debe repartir la cortante basal por sismo estático a cada pórtico según su rigidez y a cada nivel empleando el parámetro α mencionado en norma, el cual varía según la altura del nivel que corresponda respecto a la altura total.

Nivel	P _{sísmico} (tonf)	h _i (m)	α_i	V _{sísmico} (tonf)
1	171.02	3.1	0.214	50.12
2	149.03	2.7	0.163	38.04
3	149.03	2.7	0.163	38.04
4	149.03	2.7	0.163	38.04
5	149.03	2.7	0.163	38.04
6	124.16	2.7	0.135	31.69

Tabla 4-4: Cortantes por piso de la estructura en X e Y

Nivel	V _i (tonf)
1	-4.215
2	-1.113
3	0.102
4	0.832
5	0.033
6	8.725

Tabla 4-5: Cortantes de pórtico E por piso

Una vez se tienen las cargas en el pórtico estas se reparten a los elementos siguiendo el mismo procedimiento matricial que consiste en repartición según rigidez de elementos. De esta forma se determinan las fuerzas internas de las barras que conforman el pórtico E.

		q ₁ (tonf-m)	q ₂ (tonf-m)	q ₃ (tonf)	q ₄ (tonf)
Nivel 1	1	-1.93	-1.25	-1.02	-1.02
	2	-1.28	-1.21	-0.80	-0.80
	3	-1.19	-1.02	-0.71	-0.71
	4	-1.28	-1.21	-0.80	-0.80
	5	-1.93	-1.25	-1.02	-1.02
	6	3.80	2.43	1.84	1.84
	7	1.16	1.52	0.60	0.60
	8	1.52	1.16	0.60	0.60

		q ₁ (tonf-m)	q ₂ (tonf-m)	q ₃ (tonf)	q ₄ (tonf)
	9	2.43	3.80	1.84	1.84
Nivel 2	10	-2.56	-2.31	-1.80	-1.80
	11	-2.38	-2.34	-1.75	-1.75
	12	-2.02	-1.95	-1.47	-1.47
	13	-2.38	-2.34	-1.75	-1.75
	14	-2.56	-2.31	-1.80	-1.80
	15	5.08	3.35	2.49	2.49
	16	1.67	2.11	0.84	0.84
	17	2.11	1.67	0.84	0.84
	18	3.35	5.08	2.49	2.49
Nivel 3	19	-2.77	-2.71	-2.03	-2.03
	20	-2.68	-2.67	-1.98	-1.98
	21	-2.26	-2.25	-1.67	-1.67
	22	-2.68	-2.67	-1.98	-1.98
	23	-2.77	-2.71	-2.03	-2.03
	24	5.38	3.55	2.64	2.64
	25	1.77	2.24	0.90	0.90
	26	2.24	1.77	0.90	0.90
	27	3.55	5.38	2.64	2.64
Nivel 4	28	-2.67	-2.73	-2.00	-2.00
	29	-2.65	-2.66	-1.97	-1.97
	30	-2.23	-2.24	-1.66	-1.66
	31	-2.65	-2.66	-1.97	-1.97
	32	-2.67	-2.73	-2.00	-2.00
	33	5.13	3.40	2.52	2.52
	34	1.71	2.14	0.86	0.86
	35	2.14	1.71	0.86	0.86
	36	3.40	5.13	2.52	2.52
Nivel 5	37	-2.40	-2.45	-1.80	-1.80
	38	-2.45	-2.46	-1.82	-1.82
	39	-2.05	-2.06	-1.52	-1.52
	40	-2.45	-2.46	-1.82	-1.82
	41	-2.40	-2.45	-1.80	-1.80
	42	4.83	3.18	2.37	2.37
	43	1.57	1.99	0.80	0.80
	44	1.99	1.57	0.80	0.80
	45	3.18	4.83	2.37	2.37
Nivel 6	46	-2.38	-2.77	-1.91	-1.91
	47	-2.28	-2.36	-1.72	-1.72
	48	-1.92	-2.04	-1.47	-1.47
	49	-2.28	-2.36	-1.72	-1.72
	50	-2.38	-2.77	-1.91	-1.91
	51	2.77	1.65	1.31	1.31
	52	0.71	1.02	0.39	0.39
	53	1.02	0.71	0.39	0.39
	54	1.65	2.77	1.31	1.31

Tabla 4-6: Fuerzas en barras de pórtico E

Las fuerzas internas en los elementos se pueden visualizar con los diagramas de fuerzas

cortantes y de momentos flectores del pórtico. Para la convención empleada en este cálculo las fuerzas, el momento flector M_1 de cada barra debe corregir su signo, ajustando los diagramas de esa forma a la convención de positivo para la fibra que se encuentra en tracción.

A continuación, se muestran los resultados de momentos flectores desarrollados en el pórtico E debido a las acciones de sismo. La convención de signos se corrigió para que se visualicen los momentos positivos en las fibras a tracción.

DMF - PORTICO E (ton-m)

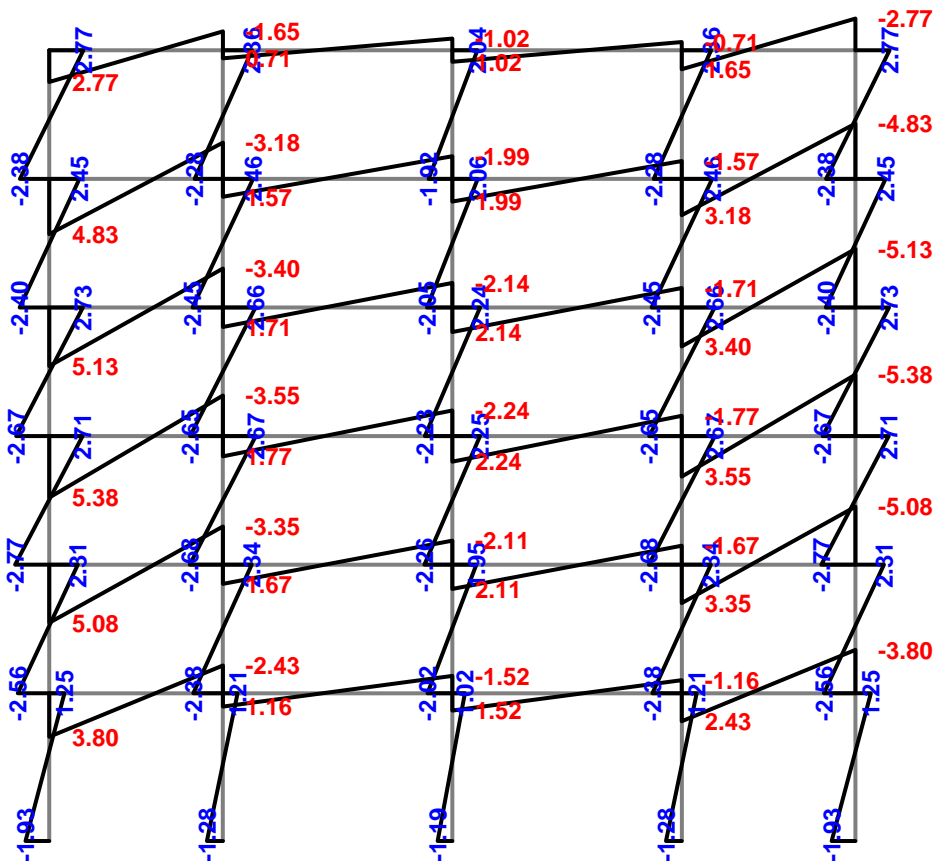


Figura 4.2: Diagrama de momentos flectores en pórtico E

En color azul se aprecian los momentos flectores correspondientes a las columnas, mientras que en rojo los correspondientes a las vigas. Del mismo modo se muestra a continuación las fuerzas cortantes desarrolladas en el pórtico E.

DFC - PORTICO E (ton)

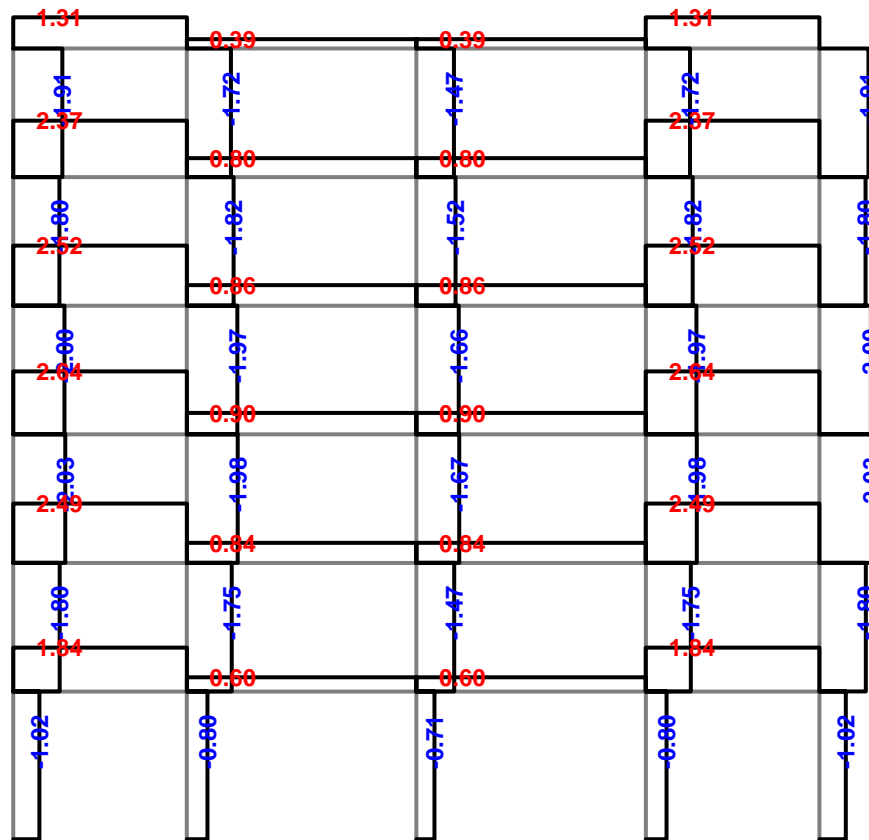


Figura 4.3: Diagrama de fuerzas cortantes en pórtico E

Por último, se evalúa y analiza la estructura según su presencia de irregularidad por torsión, siendo necesario comparar los centros de masas y de rigidez de cada nivel. A continuación, se detalla los centros de masas y de rigidez resultantes del cálculo aproximado.

Nivel	Centro de masa (m)	Centro de rigidez (m)	Excentricidad (m)
1	11.79	12.64	0.86
2	11.62	12.64	1.02
3	11.62	12.64	1.02
4	11.62	12.64	1.02
5	11.62	12.64	1.02
6	11.45	12.64	1.19

Tabla 4-7: Centros de masa y rigidez en X-X por nivel

La excentricidad de la estructura se representa en la gráfica siguiente.

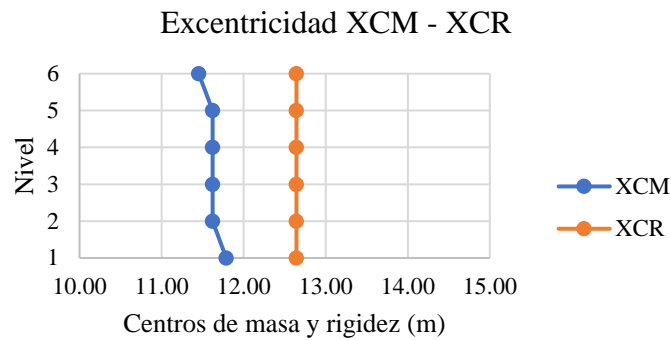


Figura 4.4: Excentricidad en X

4.1.2. Análisis por cargas de gravedad

Para el análisis por cargas de gravedad es necesario delimitar las áreas tributarias de las vigas, es decir, las áreas que corresponden con la porción de carga de área distribuida que cargará cada tramo de viga de cada pórtico.

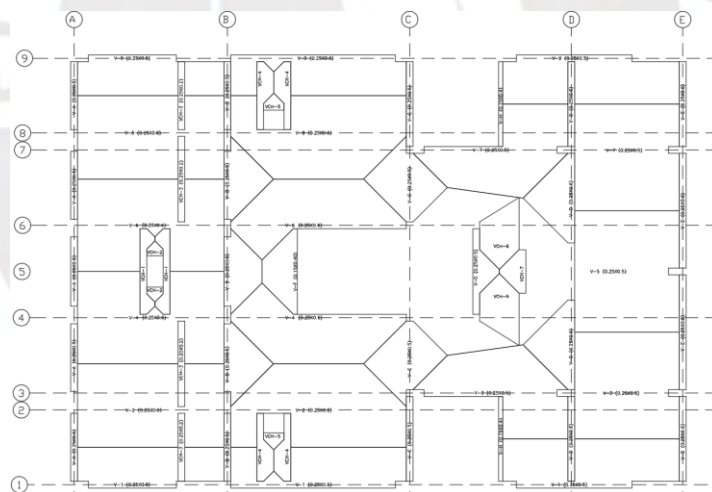


Figura 4.5: Áreas tributarias de vigas

Como se explicó en el marco teórico, las cargas de gravedad analizadas se resumen en carga muerta y carga viva, que para efectos de la presente edificación son configuraciones de carga que varían según el tipo de losa, la presencia de tabiquería y el uso del nivel o ambiente.

El presente análisis estructural se realiza para las vigas considerando que las cargas verticales se transmiten a través de las losas a estas, para que finalmente sean las columnas y

los cimientos los que resistan estas cargas. Para el caso de la carga muerta se contempla la carga del peso propio de la losa, el peso del piso terminado con un espesor de 5 cm y la tabiquería existente. La carga viva, por otro lado, es gobernada por el uso de la edificación, en este caso un uso para viviendas, en donde en los niveles intermedios se considera una sobrecarga de 200 kg/m² y en la azotea 100 kg/m².⁴¹

Para el análisis de cargas por gravedad, se tuvo que clasificar cada columna y viga según su condición de apoyo y cada carga según su configuración, ya sea puntual, uniformemente distribuida, triangular simétrica, entre otras. A continuación, se muestran los resultados para las fuerzas de empotramiento de las vigas bajo acción de solo las cargas en servicio.

	Estado Primario (Carga Muerta)				Estado Primario (Carga Viva)			
	1 - M1 (tonf-m)	2 - M2 (tonf-m)	3 - V1 (tonf)	4 - V2 (tonf)	1 - M1 (tonf-m)	2 - M2 (tonf-m)	3 - V1 (tonf)	4 - V2 (tonf)
V-1 (0.25X0.60) A-B	1.47	-1.47	2.72	-2.72	0.22	-0.22	0.41	-0.41
(0.25X0.60) B-C	8.00	-6.60	7.97	-6.16	0.92	-0.82	0.91	-0.79
(0.25X0.50) D-E	3.52	-3.46	4.70	-4.62	0.54	-0.54	0.77	-0.77
V-2 (0.25X0.60) A-B	3.86	-4.32	4.20	-5.10	1.49	-1.48	1.65	-1.64
(0.25X0.60) B-C	14.88	-0.05	11.41	-5.93	2.56	0.00	1.82	-1.13
V-3 (0.25X0.50) C-D	4.88	-5.22	5.46	-6.04	0.72	-0.94	0.73	-1.19
(0.25X0.50) D-E	1.78	-1.78	3.09	-3.09	0.78	-0.78	1.35	-1.35
V-4 (0.25X0.60) A-B	7.40	-8.11	7.21	-8.22	1.71	-1.72	1.88	-1.86
(0.25X0.60) B-C	8.49	-15.44	5.70	-7.94	1.61	-3.93	0.96	-1.44
V-5 (0.25X0.50) D-E	2.00	-2.00	3.48	-3.48	0.89	-0.89	1.55	-1.55
V-6 (0.25X0.60) A-B	3.52	-3.90	4.40	-5.68	1.59	-1.58	1.79	-1.82
(0.25X0.60) B-C	6.75	-14.42	4.43	-7.38	1.08	-3.62	0.58	-1.27
V-7 (0.25X0.50) C-D	3.67	-3.57	4.54	-4.57	0.72	-0.94	0.73	-1.19
(0.25X0.50) D-E	1.78	-1.78	3.09	-3.09	0.78	-0.78	1.35	-1.35
V-8 (0.25X0.60) A-B	3.86	-4.32	4.20	-5.10	1.49	-1.48	1.65	-1.64
(0.25X0.60) B-C	9.21	-0.05	6.27	-5.42	2.26	0.00	1.54	-1.10
V-9 (0.25X0.60) A-B	1.47	-1.47	2.72	-2.72	0.22	-0.22	0.41	-0.41
(0.25X0.60) B-C	3.41	-4.83	3.33	-5.15	0.68	-0.73	0.67	-0.74
(0.25X0.50) D-E	1.91	-2.01	3.15	-3.28	0.54	-0.54	0.77	-0.77
V-A (0.25X0.50) 1-2	0.67	-0.67	1.61	-1.61	0.00	0.00	0.00	0.00
(0.25X0.50) 2-4	0.67	-0.67	1.61	-1.61	0.00	0.00	0.00	0.00
(0.25X0.50) 4-6	0.70	-0.70	1.64	-1.64	0.00	0.00	0.00	0.00

⁴¹ (Norma E.020 Cargas, 2019)

	Estado Primario (Carga Muerta)				Estado Primario (Carga Viva)			
	1 - M1 (tonf-m)	2 - M2 (tonf-m)	3 - V1 (tonf)	4 - V2 (tonf)	1 - M1 (tonf-m)	2 - M2 (tonf-m)	3 - V1 (tonf)	4 - V2 (tonf)
(0.25X0.50) 6-8	0.67	-0.67	1.61	-1.61	0.00	0.00	0.00	0.00
(0.25X0.50) 8-9	0.67	-0.67	1.61	-1.61	0.00	0.00	0.00	0.00
V-B (0.25X0.50) 1-2	0.32	-0.34	0.86	-0.93	0.00	0.00	0.00	0.00
(0.25X0.50) 2-4	0.75	-4.00	0.19	-2.76	0.02	-0.28	-0.05	-0.14
(0.25X0.50) 4-6	0.61	-0.65	1.44	-1.90	0.13	-0.13	0.33	-0.33
(0.25X0.50) 4-8	3.93	-0.81	2.74	-0.21	0.28	-0.02	0.15	0.06
(0.25X0.50) 8-9	0.32	-0.34	0.86	-0.93	0.00	0.00	0.00	0.00
V-C (0.25X0.50) 1-3	0.73	-0.75	1.44	-1.54	0.00	0.00	0.01	0.00
(0.25X0.50) 3-4	0.98	-5.00	0.39	-3.58	0.15	-0.81	0.01	-0.57
(0.25X0.50) 6-7	4.88	-1.10	3.49	-0.48	0.81	-0.15	0.54	-0.04
(0.25X0.50) 7-9	0.76	-0.73	1.62	-1.40	0.00	0.00	0.03	0.00
V-D (0.25X0.60) 1-3	0.00	1.13	-1.08	1.81	0.00	0.00	0.00	0.00
(0.25X0.60) 3-5	0.89	-0.89	1.42	-1.42	0.23	-0.23	0.35	-0.35
(0.25X0.60) 5-7	0.89	-0.89	1.42	-1.42	0.23	-0.23	0.35	-0.35
(0.25X0.60) 7-9	1.13	0.00	1.81	-1.08	0.00	0.00	0.00	0.00
V-E (0.25X0.60) 1-3	0.31	-0.31	0.60	-0.60	0.04	-0.04	0.08	-0.08
(0.25X0.60) 3-5	0.57	-0.57	0.81	-0.81	0.07	-0.07	0.11	-0.11
(0.25X0.60) 5-7	0.57	-0.57	0.81	-0.81	0.07	-0.07	0.11	-0.11
(0.25X0.60) 7-9	0.31	-0.31	0.60	-0.60	0.04	-0.04	0.08	-0.08
V-F (0.15X0.40) 4-6	0.56	-0.56	0.92	-0.92	0.17	-0.17	0.28	-0.28
V-G (0.25X0.50) 4-6	0.48	-0.48	0.99	-0.56	0.11	-0.11	0.24	-0.10
V-H (0.15X0.40) 1-3	0.93	0.00	1.49	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
(0.15X0.40) 7-9	0.00	0.93	-0.90	1.49	0.00	0.00	0.00	0.00
VCH-1 (0.25X0.20) 4-6	0.85	-0.85	1.58	-1.58	0.01	-0.01	0.03	-0.03
(0.25X0.20) 4-6	0.85	-0.85	1.58	-1.58	0.01	-0.01	0.03	-0.03
VCH-2 (0.25X0.20) 4-6	0.03	-0.03	0.26	-0.26	0.00	0.00	0.01	-0.01
(0.25X0.20) 4-6	0.03	-0.03	0.26	-0.26	0.00	0.00	0.01	-0.01
VCH-3 (0.25X0.20) 1-2	0.43	-0.43	1.03	-1.03	0.03	-0.03	0.06	-0.06
(0.25X0.20) 2-4	0.55	-0.64	0.82	-1.11	0.04	-0.04	0.08	-0.08
(0.25X0.20) 6-8	0.64	-0.51	1.18	-0.75	0.04	-0.04	0.08	-0.08
(0.25X0.20) 8-9	0.43	-0.43	1.03	-1.03	0.03	-0.03	0.06	-0.06
VCH-4 (0.25X0.20) 1-2	0.61	-0.63	1.41	-1.42	0.04	-0.03	0.09	-0.06
(0.25X0.20) 1-2	0.61	-0.63	1.41	-1.42	0.04	-0.03	0.09	-0.06
(0.25X0.20) 8-9	0.69	-0.62	1.60	-1.43	0.05	-0.05	0.12	-0.10
(0.25X0.20) 8-9	0.69	-0.62	1.60	-1.43	0.05	-0.05	0.12	-0.10
VCH-5 (0.25X0.20) 1-2	0.05	-0.05	0.36	-0.36	0.00	0.00	0.03	-0.03
(0.25X0.20) 8-9	0.05	-0.05	0.36	-0.36	0.00	0.00	0.03	-0.03
VCH-6 (0.25X0.20) 3-5	0.16	-0.15	0.66	-0.62	0.04	-0.04	0.17	-0.12
(0.25X0.20) 5-7	0.16	-0.15	0.66	-0.62	0.04	-0.04	0.17	-0.12
VCH-7 (0.25X0.20) 4-6	0.09	-0.09	0.30	-0.30	0.03	-0.03	0.10	-0.10
VCH-8 (0.25X0.20) 4-6	0.61	-0.61	0.96	-0.96	0.04	-0.04	0.08	-0.08
(0.25X0.20) 5-7	0.20	-0.19	0.85	-0.70	0.07	-0.06	0.29	-0.24
VCH-7 (0.25X0.20) 4-6	0.09	-0.09	0.30	-0.30	0.03	-0.03	0.10	-0.10

Tabla 4-8: Fuerzas de empotramiento en vigas para cargas en servicio de la estructura

Para las cargas del pórtico E sin contar azotea, se tienen los siguientes valores.

	Estado Primario (Carga M.)				Estado Primario (Carga Viva)			
	1 - M1 (tonf-m)	2 - M2 (tonf-m)	3 - V1 (tonf)	4 - V2 (tonf)	1 - M1 (tonf-m)	2 - M2 (tonf-m)	3 - V1 (tonf)	4 - V2 (tonf)
V-E (0.25X0.60) 1-3	0.31	-0.31	0.6	-0.6	0.04	-0.04	0.08	-0.08
(0.25X0.60) 3-5	0.57	-0.57	0.81	-0.81	0.07	-0.07	0.11	-0.11
(0.25X0.60) 5-7	0.57	-0.57	0.81	-0.81	0.07	-0.07	0.11	-0.11
(0.25X0.60) 7-9	0.31	-0.31	0.6	-0.6	0.04	-0.04	0.08	-0.08

Tabla 4-9: Fuerzas de empotramiento en vigas para cargas en servicio del pórtico E

Finalmente, por el método de rigidez sistematizado se obtuvieron los siguientes diagramas.

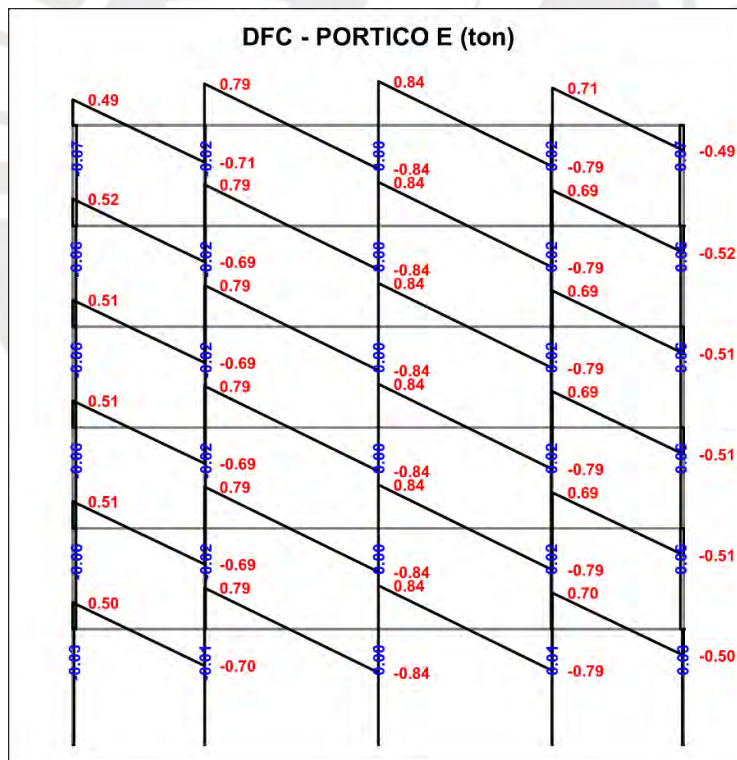


Figura 4.6: Diagrama de Fuerza Cortante de Pórtico E para Carga Muerta

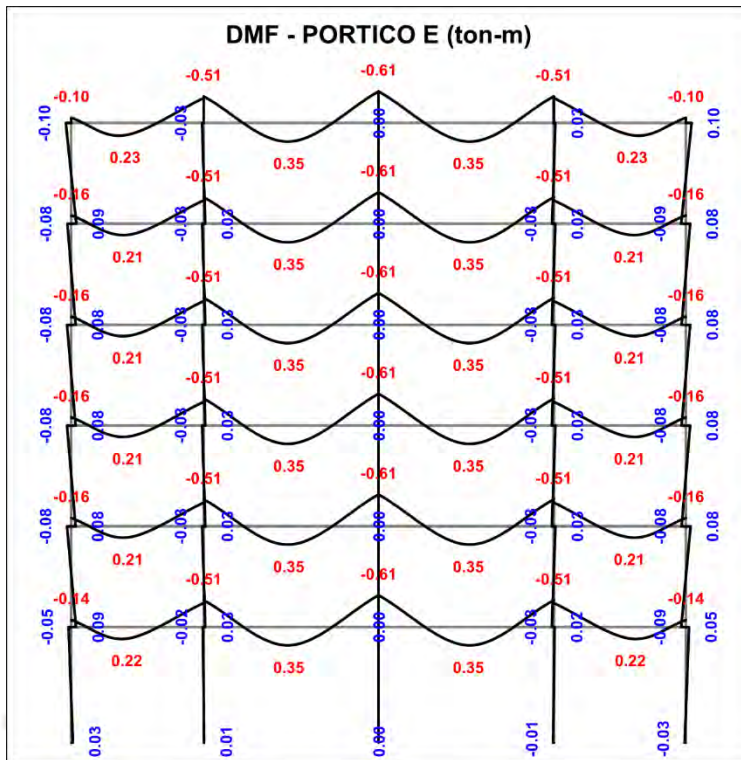


Figura 4.7: Diagrama de Momento Flector de Pórtico E para Carga Muerta

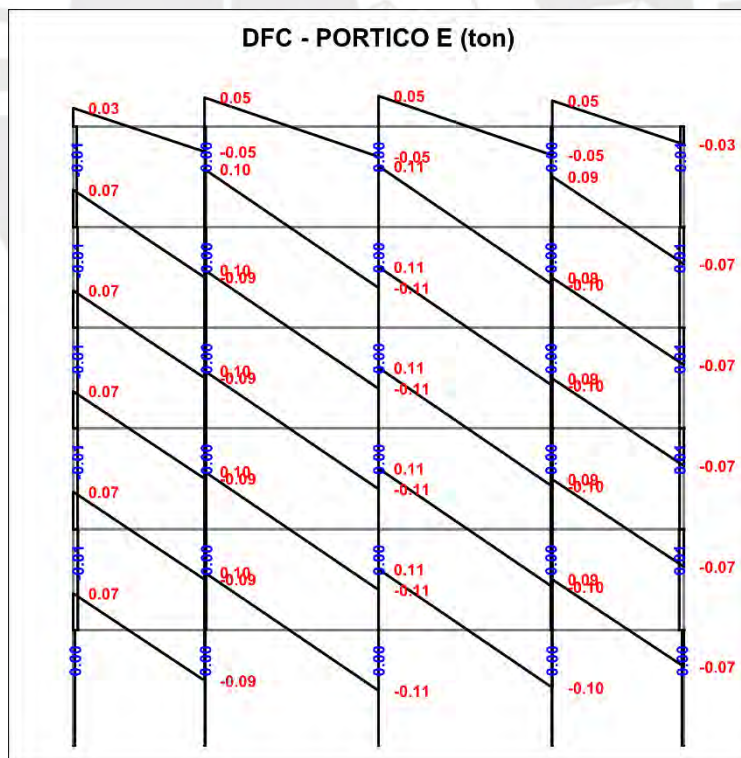


Figura 4.8: Diagrama de Fuerza Cortante de Pórtico E para Carga Viva

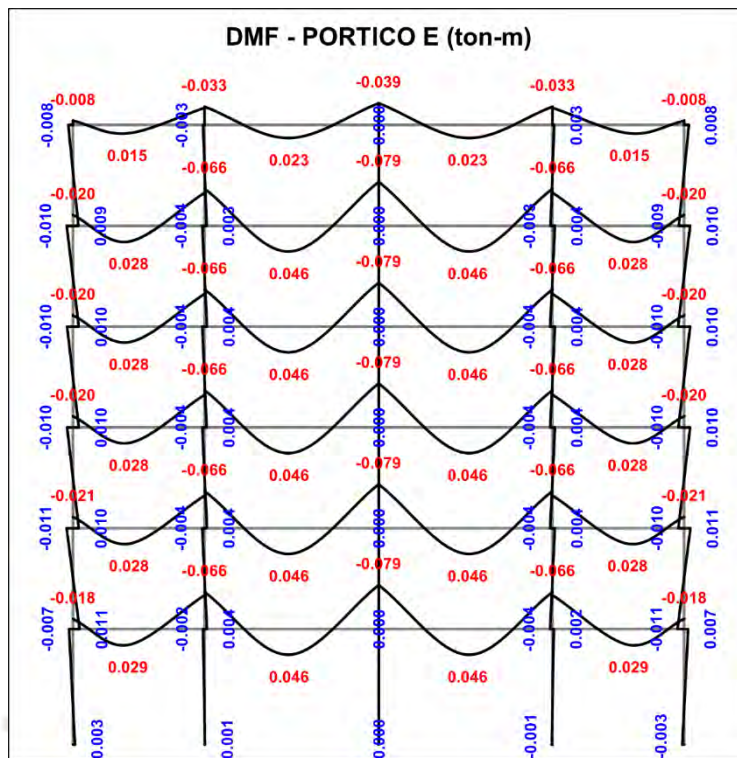


Figura 4.9: Diagrama de Momento Flector de Pórtico E para Carga Viva

4.2. Análisis estructural utilizando el software ETABS

4.2.1. Análisis sísmico

El presente análisis se realizará por medio del método de superposición modal, mostrando los resultados para traslación pura y para tres grados de libertad por nivel.

Primero, para definir el espectro de diseño, a partir de la norma sismorresistente E.030, se hallaron los parámetros sísmicos que describen el proyecto. Para esto se emplearon los parámetros calculados en el capítulo 4.1.1: $Z = 0.45g$, $U = 1$, $C = 2.5$, $S = 1.05$, $R = 6$. El espectro de diseño esperado para estas características de edificación es el que se muestra a continuación.

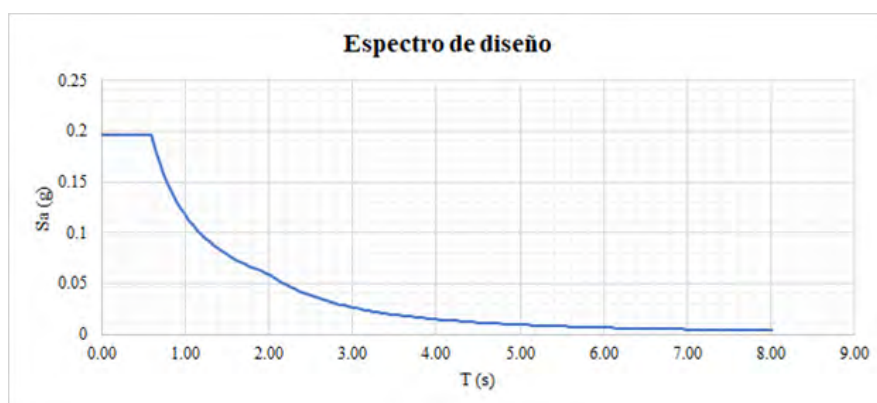


Figura 4.10: Espectro de diseño de la estructura

Luego, se modeló la masa del edificio a partir de su peso sísmico establecido por norma ($P = CM + 0.25CV$) y se definieron en el programa las fuentes de masas en las 2 direcciones y los casos de sismo en X y en Y. Primero, se tuvo que considerar en la carga muerta los pesos de los elementos, una carga de tabiquería asumida como repartida y con valor de 150 kg/m², y el peso por metro cuadrado del piso terminado. Luego, se consideró carga viva constante de 200 kg/m² en cada piso y de 100 kg/m² en el último. Finalmente, el resultado de los pesos por metro cuadrado por nivel son los mostrados a continuación.

Nivel	Área (m ²)	Masa X (tonf-s ² /m ²)	Masa Y (tonf-s ² /m ²)	Peso Unitario (ton/m ²)
1	340	32.40	32.40	0.935
2	340	31.98	31.98	0.923
3	340	31.98	31.98	0.923
4	340	31.98	31.98	0.923
5	340	31.98	31.98	0.923
6	340	29.15	29.15	0.841

Tabla 4-10: Distribución de masa sísmica por piso

De la tabla anterior se puede observar que los pesos por metro cuadrado son constantes en la mayoría de los niveles, salvo en los niveles 1 y 6 debido a que en el primer nivel se considera el peso de todos los elementos verticales del primer entrepiso y la mitad de los del segundo entrepiso, y en el último nivel se considera únicamente la mitad del peso de los elementos verticales del último entrepiso. A partir de las mismas características de la estructura

se pudo obtener los resultados de centros de masas y de rigidez de cada nivel, así como las excentricidades formadas a raíz de su separación. Los resultados se muestran a continuación.

Nivel	Centro de masa (m)	Centro de rigidez (m)	Excentricidad (m)
1	11.2152	12.8154	1.6002
2	11.1994	12.2349	1.0355
3	11.1994	11.7638	0.5644
4	11.1994	11.353	0.1536
5	11.1994	10.9728	0.2266
6	11.0806	10.6212	0.4594

Tabla 4-11: Excentricidad en X por piso

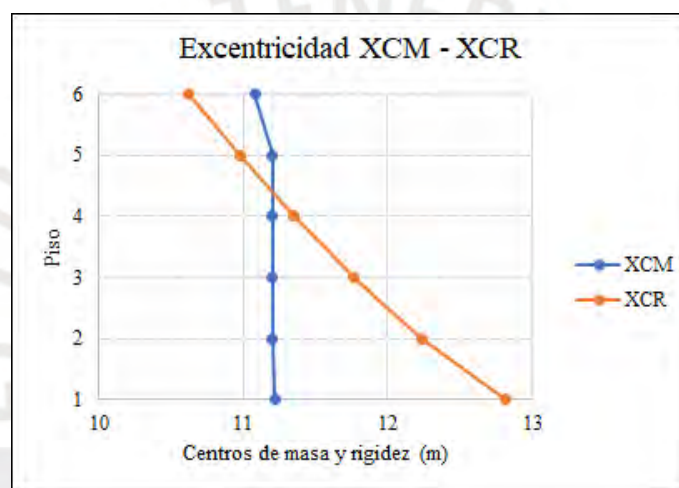


Figura 4.11: Excentricidad en X

4.2.1.1 Análisis traslacional puro

Para este análisis se consideraron solamente los grados de libertad existentes en los planos XZ e YZ, omitiendo el grado de libertad de giro en Z de modo que no se considera torsión en planta generada por una excentricidad accidental.

Modo	Periodo (s)	%Masa eff (X)	%Masa eff (Y)
1	0.489	72.5%	0.0%
2	0.433	0.0%	75.1%
3	0.114	17.3%	0.1%
4	0.114	0.1%	17.8%
5	0.056	0.0%	4.6%
6	0.048	6.0%	0.0%
7	0.038	0.0%	1.7%
8	0.03	0.0%	0.6%

Modo	Periodo (s)	%Masa eff (X)	%Masa eff (Y)
9	0.028	2.6%	0.0%
10	0.026	0.0%	0.2%
11	0.021	0.1%	0.0%
12	0.019	0.4%	0.0%

Tabla 4-12: Periodos y porcentajes de masa efectiva por modo

Se puede corroborar que la suma de masas efectivas para traslación en las dos direcciones da 100%. También se observa que los periodos nunca son mayores a 0.6 segundos, cuando las aceleraciones amplificadas en el espectro de diseño decaen. Esto quiere decir que, en todo momento, el edificio presentará periodos dentro de la plataforma del espectro.

Nivel	SISXX		SISYY	
	V (tonf)	M (tonf-m)	V (tonf)	M (tonf-m)
6	116.59	314.8	115.25	311.19
5	207.51	869.09	208.81	870.89
4	275.19	1597.73	278.53	1611.25
3	324.13	2449.93	329.78	2480.53
2	355.65	3381.27	364.49	3435.65
1	369.99	4497.02	382.3	4587.25

Tabla 4-13: Cortantes y momentos volcantes por nivel en X e Y

Las cortantes basales en las direcciones X e Y son las siguientes.

$$V_{basal-x} = 369.99tonf \quad || \quad V_{basal-y} = 382.30tonf$$

Al comparar estos resultados con la cortante basal obtenida para X e Y en el análisis sísmico estático ($V_{basal-sismo\ estatico} = 233.96tonf$) se observa que esta última incrementó al evaluarse en el análisis dinámico, un 58% en la dirección X y 63% en la dirección Y.

Las derivas de entrepiso para las direcciones X e Y debido a un análisis traslacional puro son las que se muestran a continuación.

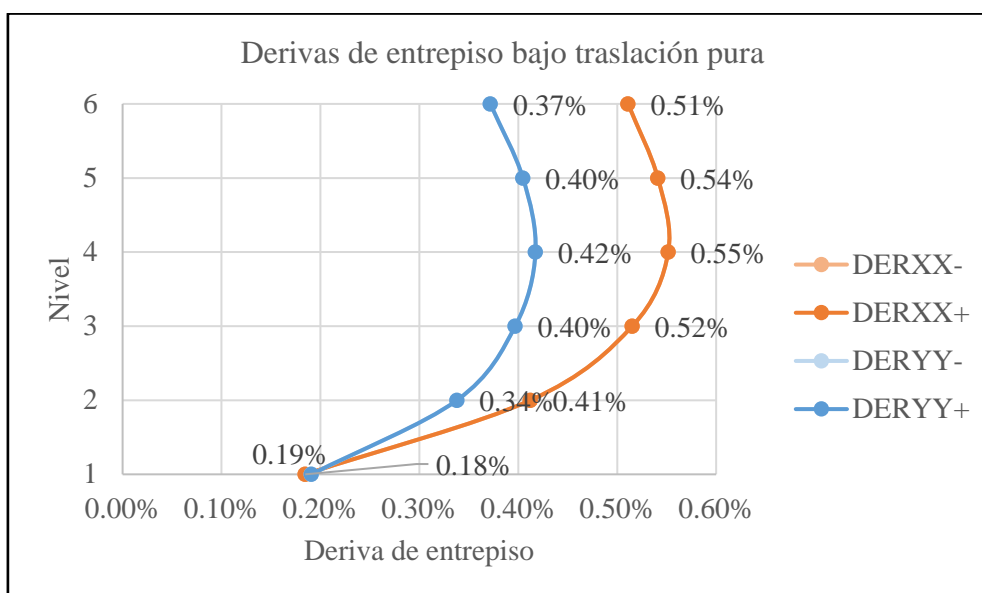


Figura 4.12: Derivas de entrepiso en X e Y para traslación pura

El edificio al contar con mayor rigidez en la dirección Y-Y tendrá mayor deriva y desplazamientos en la dirección X-X por consecuencia.

4.2.1.2 Análisis traslacional con tres grados de libertad

En este análisis, se consideró el giro como un tercer grado de libertad, es decir como un tercer modo de vibración por diafragma. Se observa nuevamente también que, los periodos son menores a 0.6 segundos.

Modo	ModalX-			ModalX+		
	Periodo (s)	%Masa eff (X)	%Masa eff (Y)	Periodo (s)	%Masa eff (X)	%Masa eff (Y)
1	0.509	0.0%	15.6%	0.508	0.0%	13.3%
2	0.489	72.5%	0.0%	0.489	72.5%	0.0%
3	0.421	0.0%	60.1%	0.423	0.0%	61.7%
4	0.147	0.0%	3.5%	0.138	0.0%	0.3%
5	0.114	17.4%	0.0%	0.114	0.0%	17.7%
6	0.107	0.0%	14.1%	0.114	17.4%	0.0%
7	0.073	0.0%	1.1%	0.066	0.0%	0.0%
8	0.051	0.0%	3.7%	0.056	0.0%	4.6%
9	0.048	6.0%	0.0%	0.048	6.0%	0.0%
10	0.046	0.0%	0.3%	0.04	0.0%	0.5%

Modo	ModalX-			ModalX+		
	Periodo (s)	%Masa eff (X)	%Masa eff (Y)	Periodo (s)	%Masa eff (X)	%Masa eff (Y)
11	0.034	0.0%	0.9%	0.037	0.0%	1.1%
12	0.032	0.0%	0.4%	0.031	0.0%	0.5%
13	0.028	0.0%	0.1%	0.028	2.6%	0.0%
14	0.028	2.6%	0.0%	0.026	0.0%	0.2%
15	0.024	0.0%	0.2%	0.026	0.0%	0.0%
16	0.021	0.1%	0.0%	0.021	0.1%	0.0%
17	0.019	0.4%	0.0%	0.021	0.0%	0.0%
18	0.019	0.0%	0.0%	0.019	0.4%	0.0%

Tabla 4-14: Periodos y porcentajes de masa efectiva en X por modo

Modo	ModalY-			ModalY+		
	Periodo (s)	%Masa eff (X)	%Masa eff (Y)	Periodo (s)	%Masa eff (X)	%Masa eff (Y)
1	0.514	34.5%	0.0%	0.514	34.5%	0.0%
2	0.469	37.9%	0.1%	0.469	38.0%	0.1%
3	0.435	0.0%	75.2%	0.435	0.0%	75.2%
4	0.142	1.0%	0.9%	0.142	1.0%	0.9%
5	0.114	9.7%	7.9%	0.114	9.8%	7.9%
6	0.111	6.7%	9.0%	0.111	6.6%	9.0%
7	0.069	0.2%	0.6%	0.069	0.2%	0.6%
8	0.054	0.2%	4.0%	0.054	0.2%	4.0%
9	0.047	5.7%	0.1%	0.047	5.7%	0.1%
10	0.043	0.0%	0.5%	0.043	0.0%	0.6%
11	0.035	0.1%	1.1%	0.035	0.1%	1.1%
12	0.032	0.0%	0.3%	0.032	0.0%	0.3%
13	0.027	1.1%	0.1%	0.027	1.2%	0.1%
14	0.027	1.4%	0.1%	0.027	1.3%	0.1%
15	0.025	0.0%	0.1%	0.025	0.0%	0.1%
16	0.021	0.1%	0.0%	0.021	0.1%	0.0%
17	0.02	0.0%	0.0%	0.02	0.0%	0.0%
18	0.019	0.3%	0.0%	0.019	0.3%	0.0%

Tabla 4-15: Periodos y porcentajes de masa efectiva en Y por modo

Cortantes

Nivel	SISXX		SISYY	
	V (tonf)	M(tonf-m)	V (tonf)	M (tonf-m)
1	369.94	4,496.98	382.01	4,590.83
2	355.59	3,381.23	364.55	3,436.03

Nivel	SISXX		SISYY	
	V (tonf)	M(tonf-m)	V (tonf)	M (tonf-m)
3	324.11	2,449.91	329.82	2,477.10
4	275.16	1,597.72	278.07	1,604.65
5	207.45	869.05	207.50	863.29
6	116.56	314.72	113.24	305.74

Tabla 4-16: Cortantes y momentos volcantes por nivel en X e Y

Las fuerzas cortantes basales para este caso de sismo son muy similares con las del caso de sismo traslacional puro, por lo que su diferencia con el sismo estático es casi similar.

$$V_{basal-x} = 369.94tonf \quad || \quad V_{basal-y} = 382.01tonf$$

A continuación, se muestran las derivas de entrepiso debido a la acción de sismo y bajo la condición de tres grados de libertad.

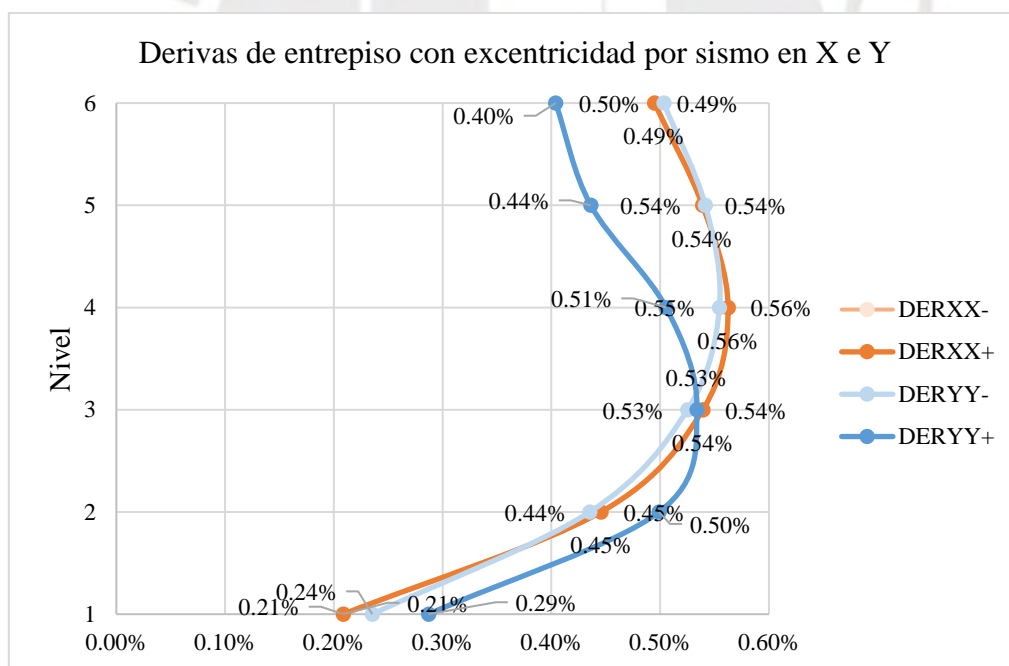


Figura 4.13: Derivas de entrepiso en X e Y para tres grados de libertad

Las derivas máximas de estos niveles son mayores que las obtenidas del análisis estático y del análisis dinámico por traslación pura. A pesar de esto, ningún valor se excede de 0.7% el cual es el máximo permitido por la norma.

Por último, siguiendo los parámetros de la norma E.030, se debe corroborar que la relación de desplazamiento máximo relativo entre desplazamiento relativo promedio de todos los pisos sea menor a 1.3. Para esto, se debe verificar el resultado de la excentricidad real que se obtiene en la estructura y si le correspondería un ratio de torsión mayor al esperado.

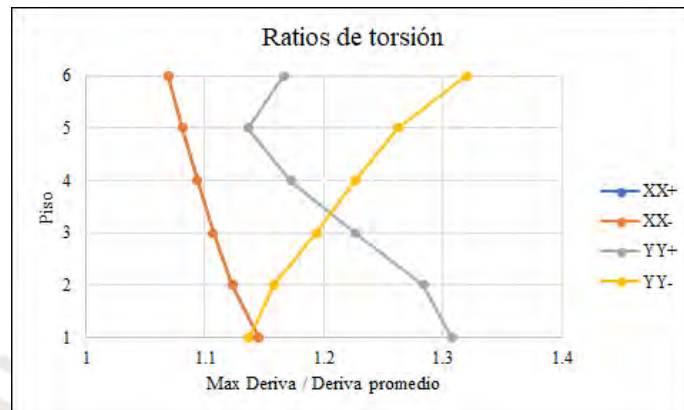


Figura 4.14: Ratios de torsión por sismos en X e Y con excentricidad positiva y negativa

Se corrobora entonces que existe irregularidad torsional ya que dos de los ratios exceden el valor de 1.3 máximo establecido por norma para estructuras regulares. Por último, se calcula la junta sísmica a partir de los desplazamientos máximos inelásticos, obtenidos de efectuar el factor de desplazamiento inelástico $0.85 \cdot R$ indicado en norma, para estructuras irregulares.

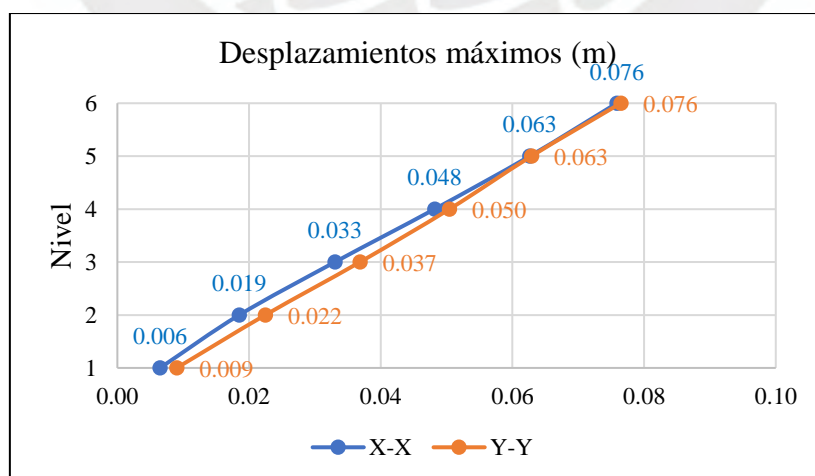


Figura 4.15: Desplazamientos máximos en X e Y por sismo

Capítulo 5 Diseño en concreto armado de la edificación

Para el diseño final de la estructura se utilizaron los resultados del análisis obtenido del software ETABS. Asimismo, se consideraron las generalidades del diseño en concreto armado mencionadas en el capítulo 2. En este capítulo, se mostrará el análisis, metrado de cargas y diseño final de los elementos característicos del proyecto.

5.1. Diseño de losas aligeradas y macizas

5.1.1. Losas aligeradas

En este apartado se analizará la respuesta estructural de la vigueta entre los ejes A y B.

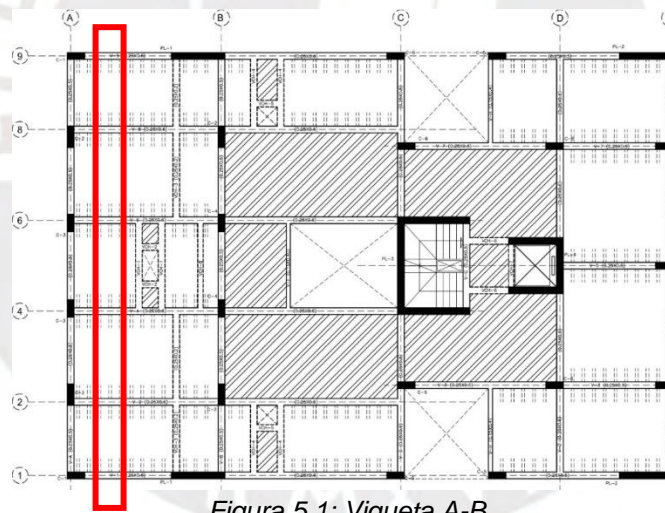


Figura 5.1: Vigueta A-B

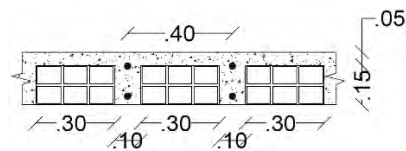


Figura 5.2: Sección de losa típica

- Metrados de carga

El metrado para el aligerado del piso típico de la estructura tiene un ancho tributario de 0.4 m.

Carga aplicada (ton/m ²)	w (ton/m)	Carga última (ton/m)		
Peso propio	0.3	0.12	CM	
Piso terminado	0.1	0.04		
Sobrecarga	0.2	0.08	CV	
				0.224
				0.136

Tabla 5-1: Metrado de vigueta A-B

Para determinar los momentos flectores últimos que recibe la vigueta, se realizó el análisis considerando una carga muerta uniforme y alternancia de la carga viva para obtener los momentos positivos y negativos máximos en cada paño. En las siguientes figuras se muestra cómo se ubicó la carga viva para obtener dichos momentos.

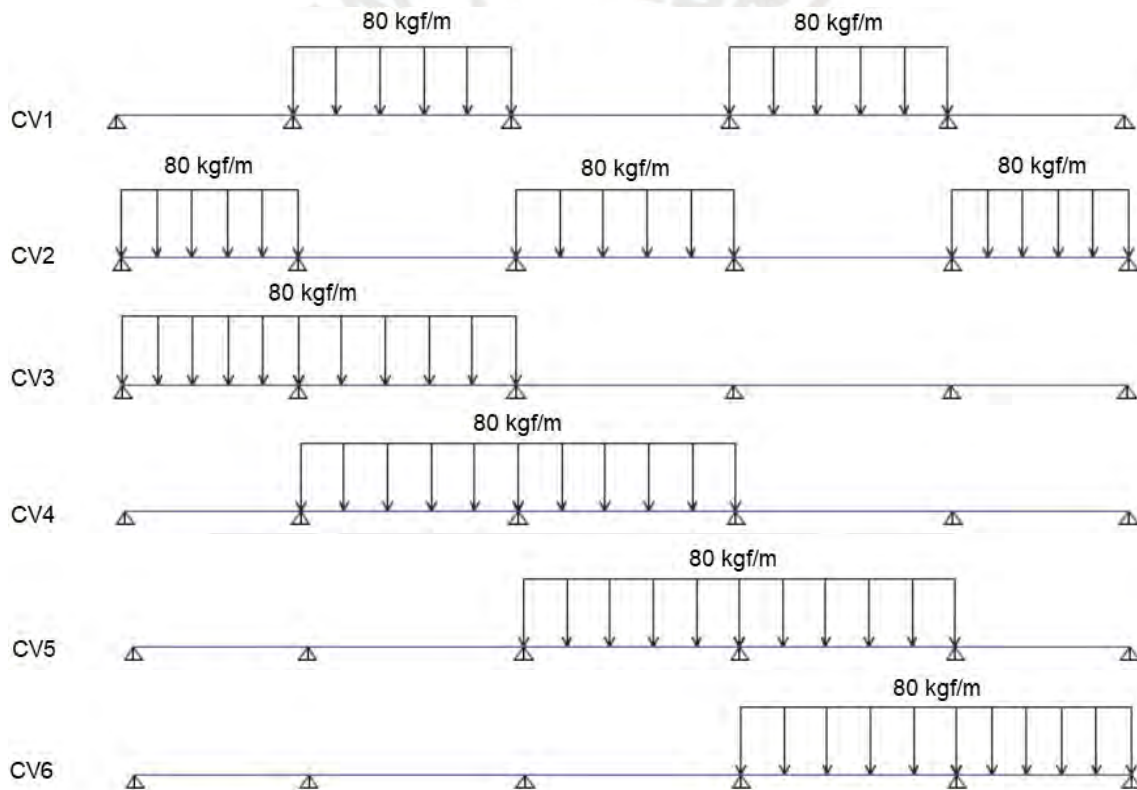


Figura 5.3: Alternancia de sobrecarga para vigueta A-B

Luego, para el caso de la carga muerta, se consideraron las cargas por peso propio y por piso terminado, además del peso de los tabiques transversales a las viguetas, resultando en carga repartida uniforme a lo largo de la vigueta con cargas puntuales.



- Análisis estructural

Con las cargas muertas y la alternancia de sobrecargas mostradas anteriormente, se obtuvo la envolvente correspondiente a los máximos momentos flectores positivos y negativos, así como la envolvente que corresponde a las máximas fuerzas cortantes. Estas envolventes se representan en los correspondientes diagramas de momentos flectores y diagrama de fuerzas cortantes mostrados a continuación.

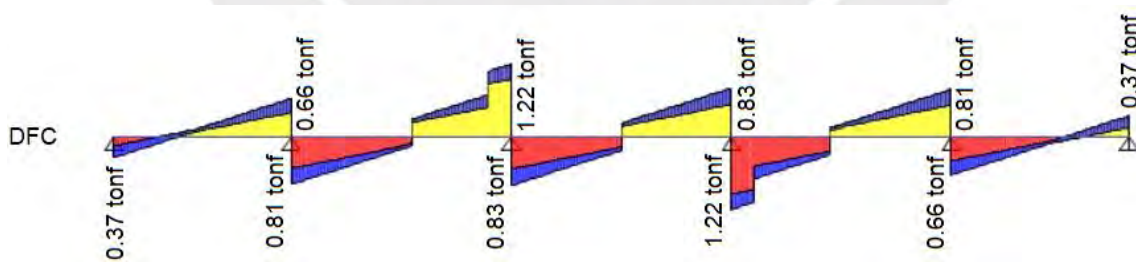
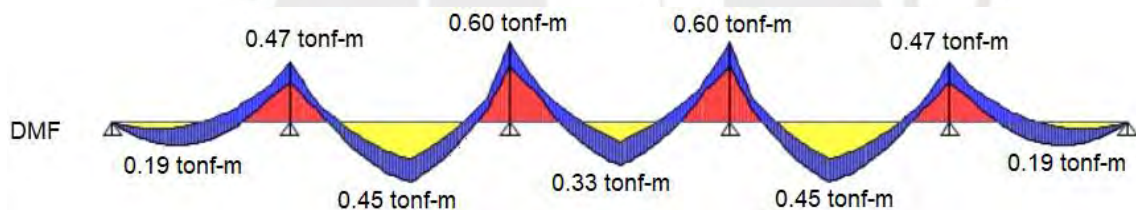


Figura 5.6: Envolvente de fuerzas cortante de vigueta A-B

- Diseño estructural

Por último, siguiendo las fórmulas y ecuaciones de apartado 2.5.1.1 correspondiente a diseño de losas aligeradas y macizas, se obtuvo el siguiente armado de acero para la vigueta.

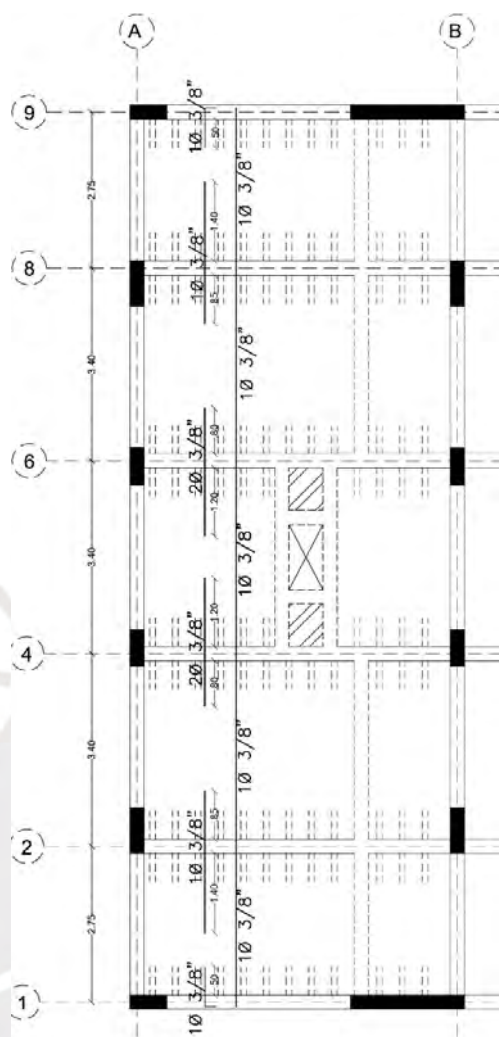


Figura 5.7: Vista en planta del armado de la vigueta A-B

Asimismo, se verifica que para el diseño por cortante se requiere como mínimo un ensanche alternado, dado que el aporte del concreto $\Phi V_c = 1.05$ tonf es menor al cortante último a d de la cara $V_{ud} = 1.16$ tonf. En este caso, con el ensanche alternado, se obtiene una resistencia de $\Phi V_c = 2.87$ tonf, suficiente para resistir el cortante último.

5.1.2. Losas macizas

En este apartado se analizará a detalle la respuesta estructural de la losa maciza delimitada por los ejes B, C, 6 y 8, mostrando al final el diseño de acero obtenido.

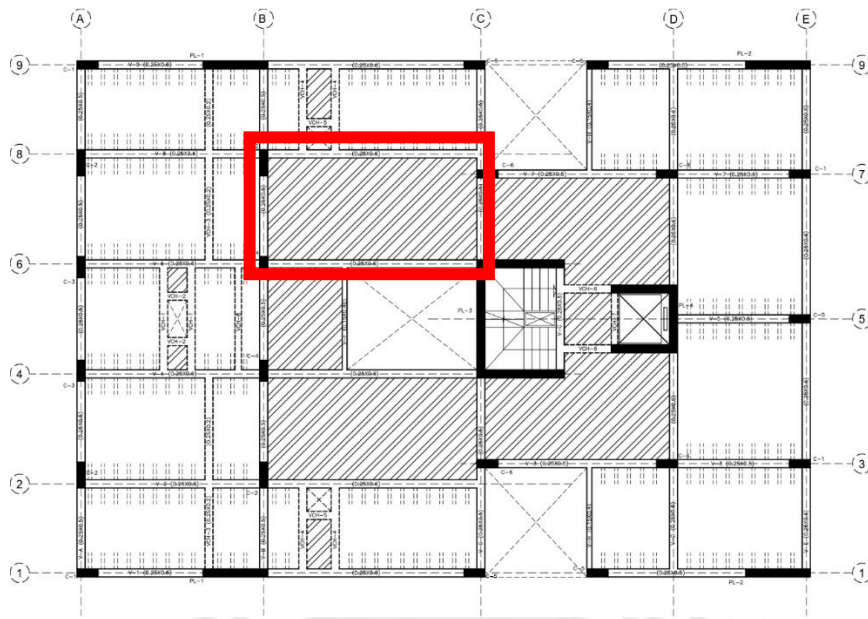


Figura 5.8: Paño de losa entre ejes B-C / 6-8

- Metrado de cargas

Se consideró un metrado similar a la losa aligerada, además de una carga uniforme distribuida por unidad de área debido a la presencia de tabiquería, asumida en 0.15 ton/m². Se despreciaron los efectos de la alternancia de sobrecargas en los máximos momentos flectores.

Carga aplicada (ton/m ³)	p (ton/m ²)	
Peso propio	2.4	0.48
Piso terminado	2	0.1
Tabiques	1.8	0.15
Sobrecarga	-	0.2

Tabla 5-2: Metrado de losa maciza ejes B-C / 6-8

- Diseño estructural

i. Diseño por flexión

Con las solicitaciones por gravedad se obtuvo el diagrama asociado a los máximos momentos flectores positivos y negativos, los primeros representados hacia el azul

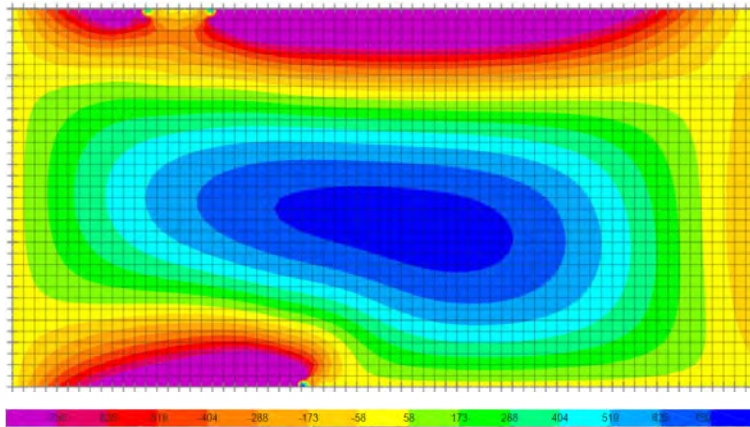


Figura 5.9: Momentos Y (2-2) de la losa maciza entre ejes B-C / 6 y 8

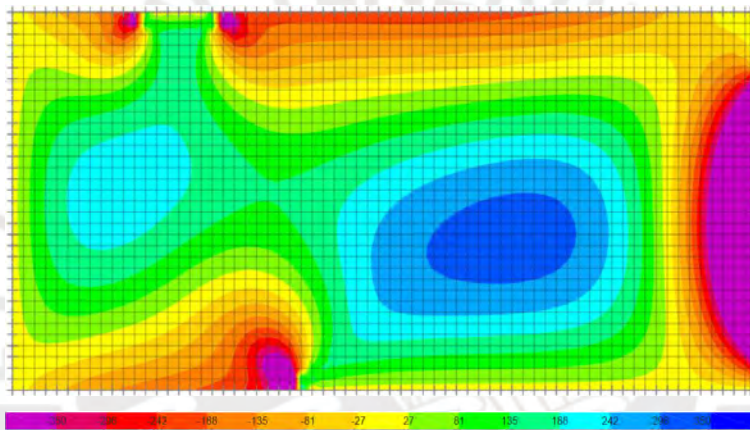


Figura 5.10: Momentos X (1-1) de la losa maciza entre ejes B-C/6-8

Los resultados de momentos desarrollados se muestran a continuación:

	Mu+	Mu-
1-1	185.26 kg-m	-658.08 kg-m
2-2	433.33 kg-m	-2947.17 kg-m

Tabla 5-3: Momentos últimos positivos y negativos

ii. Diseño por cortante

En este caso se desprecia el diseño por fuerzas cortantes debido a que, al considerar un ancho unitario para la sección (1 metro), el aporte del concreto armado al cortante a una distancia “d” de la cara, ΦV_c , resulta mayor respecto a su sollicitación.

$$\phi V_c = (0.85) \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 21 \text{ cm} = 13.71 \text{ ton}$$

iii. Resultados de diseño

o Armadura

Empleando las fórmulas y ecuaciones de apartado 2.5.1.1 correspondiente a diseño de losas aligeradas y macizas, se obtuvo el siguiente armado de acero para la vigueta.

- $Mu+ (1-1) = 0.19 \text{ ton-m}$ à Acero requerido = 0.31 cm^2
- $Mu+ (2-2) = 0.43 \text{ ton-m}$ à Acero requerido = 0.71 cm^2
- $Mu- (1-1) = -0.66 \text{ ton-m}$ à Acero requerido = 1.10 cm^2
- $Mu- (2-2) = -2.95 \text{ ton-m}$ à Acero requerido = 5.07 cm^2

Considerando una sección de ancho unitario se obtiene el siguiente acero mínimo propio de la sección empleando las fórmulas en las ecuaciones 2-VII y 2-X.

- Acero mínimo + = 3.86 cm^2
- Acero mínimo - = 4.04 cm^2

Finalmente, se obtiene los esquemas de distribución de acero correspondientes al área mínima que deben cubrir en la sección de ancho unitario.

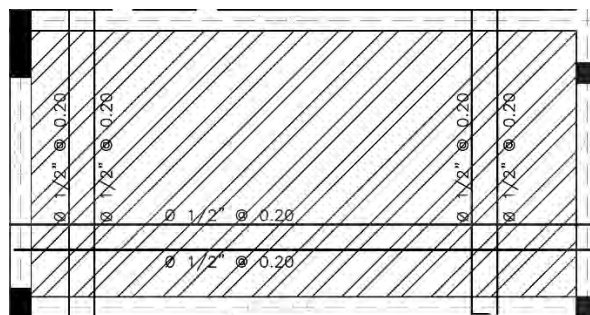


Figura 5.11: Vista en planta de distribución de acero en losa maciza entre ejes B-C / 6-8

5.2. Diseño de vigas

Las vigas analizadas son las correspondientes a los ejes A y 7.

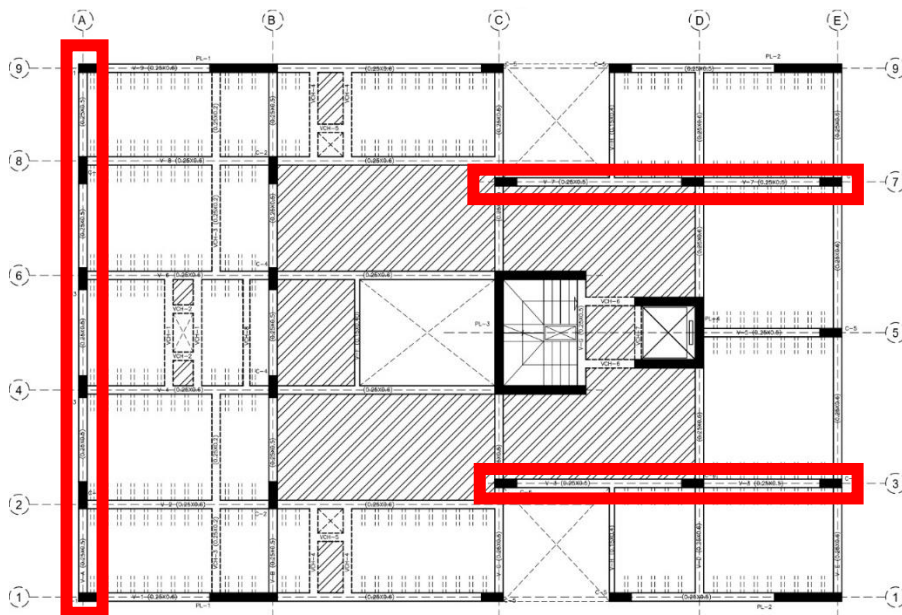


Figura 5.12: Viga V-3, Viga V-7 y Viga V-A

- Metrados de carga

Para las cargas muertas y vivas presentes en las vigas se consideró tanto las cargas uniformes en la viga como las tributarias que reciben de las losas adyacentes a sus tramos, de las cuales solo cuenta la viga 3 y 7.

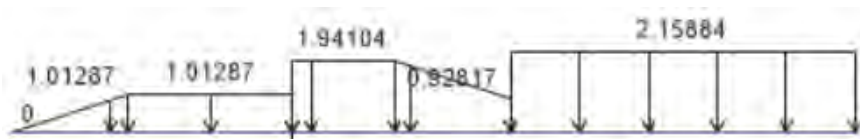


Figura 5.13: Carga tributaria muerta de V-3 y V-7

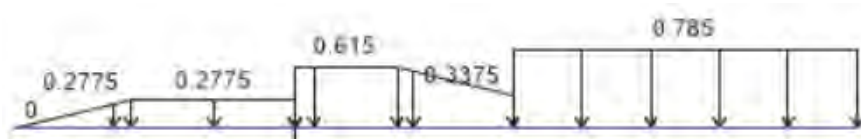


Figura 5.14: Carga tributaria viva de V-3 y V-7

- Análisis estructural

- Viga A



Figura 5.15: DMF - Techo 3

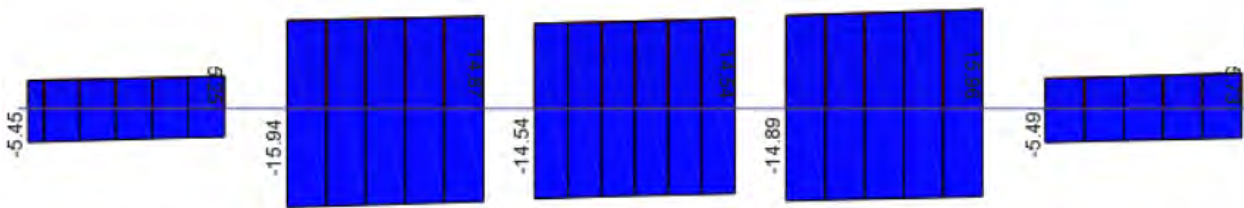


Figura 5.16: DFC - Techo 3

- Vigas 3 y 7

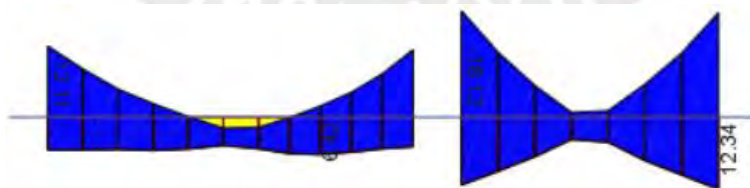


Figura 5.17: DMF - Techo 3

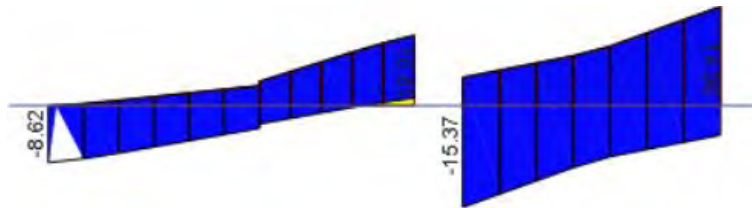


Figura 5.18: DFC - Techo 3

- Diseño

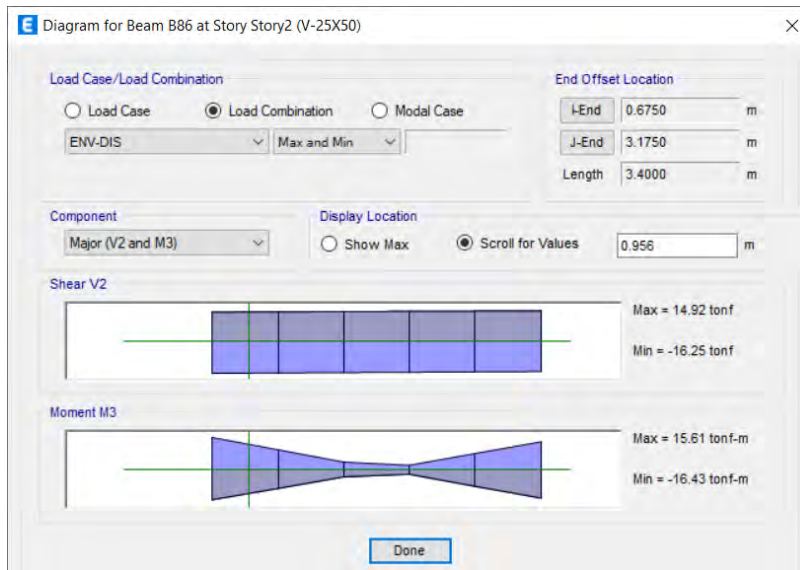
Se siguieron las especificaciones dadas en la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” para el diseño de las vigas. Para este análisis se omitieron las verificaciones por torsión.

- Viga A

Según el análisis, se asigna a cada tramo el correspondiente fierro principal y el refuerzo.

- Extremo ejes 1-2 / 8-9: $M_u = \pm 12.62$ ton-m à Acero requerido = 8.42 cm²
 - 2 Φ 1” corrido
- Tramo central eje 2-4 / 6-8: $M_u = \pm 21.00$ ton-m à Acero requerido = 15.05 cm²
 - 2 Φ 1” corrido + 2 Φ 3/4” balancín
- Tramo central ejes 4-6: $M_u = \pm 18.05$ ton-m à Acero requerido = 12.53 cm²
 - 2 Φ 1” corrido + 2 Φ 5/8” balancín

Para el fierro principal, el momento nominal correspondiente es 16.43 ton-m.



La longitud teórica del balancín en el tramo es de 0.28 m, que al sumarle la longitud de desarrollo para varilla de 3/4" resulta en una longitud final de: $0.28 + 0.67 = 0.95$ m

Por último, el aporte de concreto a la resistencia por cortante es de: $V_c = 0.53 \cdot \phi \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 7.18$ tonf. Para esta viga, la cortante última es de 16.36 tonf, a la que le corresponde un confinamiento de estribos de 3/8" cada 10 cm.

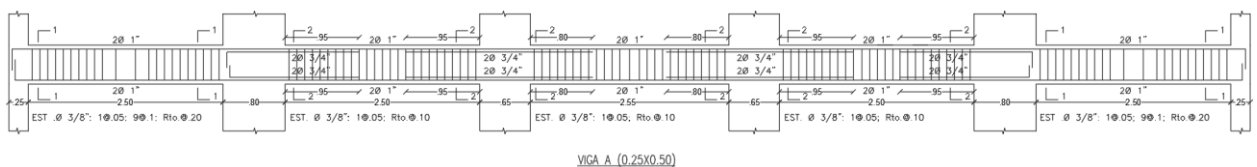


Figura 5.19: Diseño Viga A

o Viga 3-7

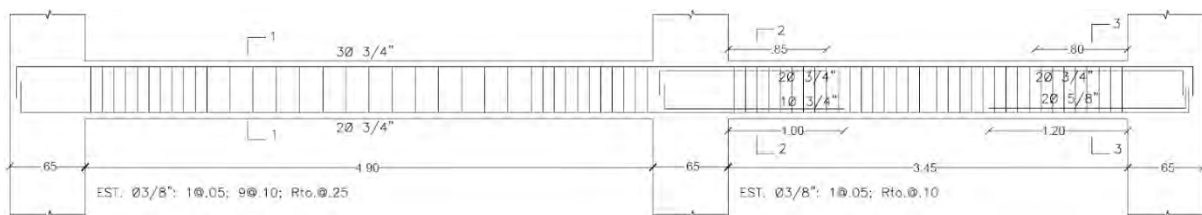


Figura 5.20: Diseño Vigas 3 y 7

La comparación de los resultados del análisis estructural para cargas sísmicas y de gravedad se verán en el siguiente capítulo.

5.3. Diseño de columnas y placas

Como elementos estructurales verticales, las columnas y placas reciben cargas tanto de flexión, compresión y cortante, en cuyos casos se requiere un análisis para los máximos de cada fuerza y evaluados de acuerdo con los diagramas de interacción propios de la sección del elemento. En este apartado se analizarán y diseñarán las columnas C2 (ejes B-2), C5 (ejes C-9) y C6 (ejes D-7), mientras que las placas analizadas serán la PL-1 (Ejes B-9) y la placa estructural del ascensor PL-4 (Ejes D-5).

- Metrados de carga

Las cargas de las columnas y las placas o muros estructurales se obtienen a partir de las áreas tributarias correspondientes a la geometría de la estructura. Esta geometría se determina trazando líneas equidistantes entre elementos verticales adyacentes o más cercanos.

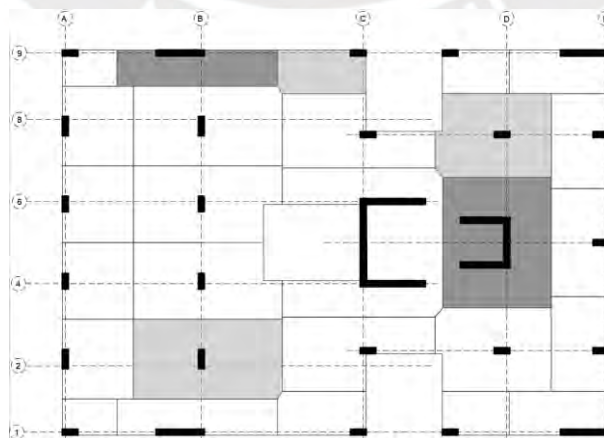


Figura 5.21: Áreas tributarias de columnas B-2, C-9 y D-7 y placas PL-1 (ejes B-9) y PL-4 (ejes D-5)

5.3.1. Columnas

Para el caso de las columnas, solo se diseñará según su demanda por flexocompresión y fuerza cortante según requiera del diseño por capacidad.

- Análisis estructural
 - Columna C2 (Ejes B-2)

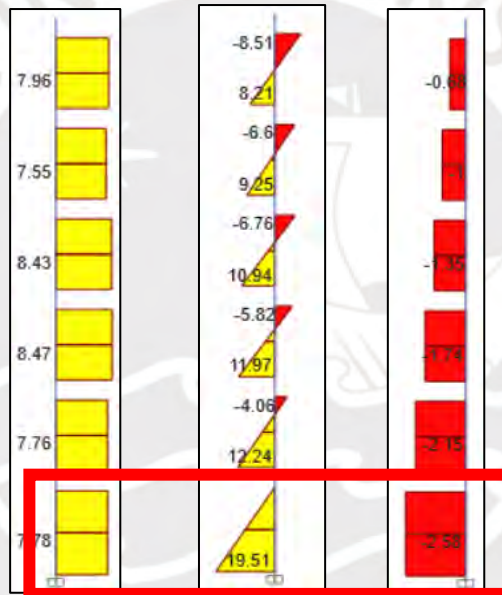


Figura 5.22: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C2 en pórtico B por carga sísmica en Y-

Y

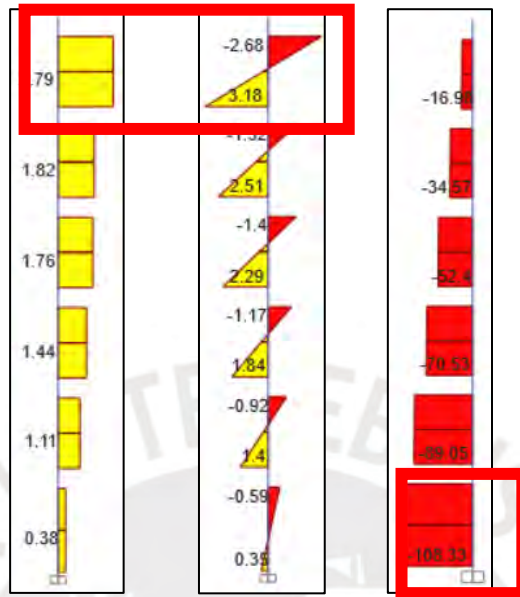


Figura 5.23: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C2 en pórtico B por carga muerta

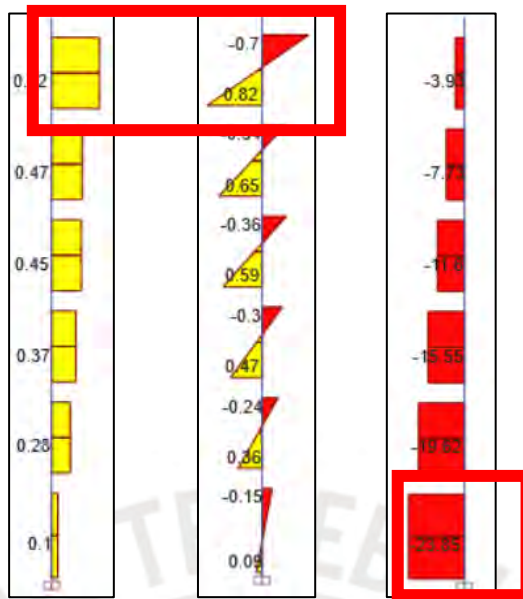


Figura 5.24: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C2 en pórtico B por carga viva

- o Columna C5 (Ejes C-9)

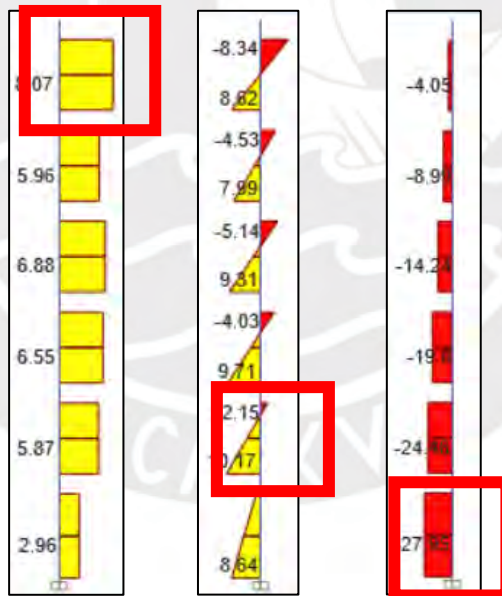


Figura 5.25: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C5 en pórtico 1-9 por carga sísmica en

X-X



Figura 5.26: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C5 en pórtico 1-9 por carga muerta

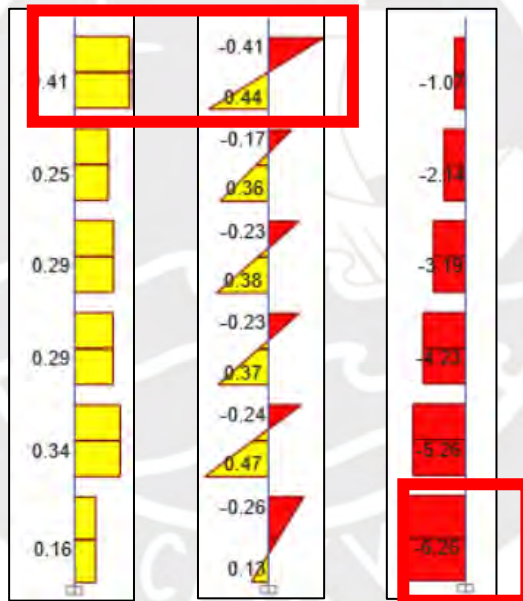


Figura 5.27: DFC, DMF y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico 1-9 por carga viva

- Columna C6 (Ejes D-7)

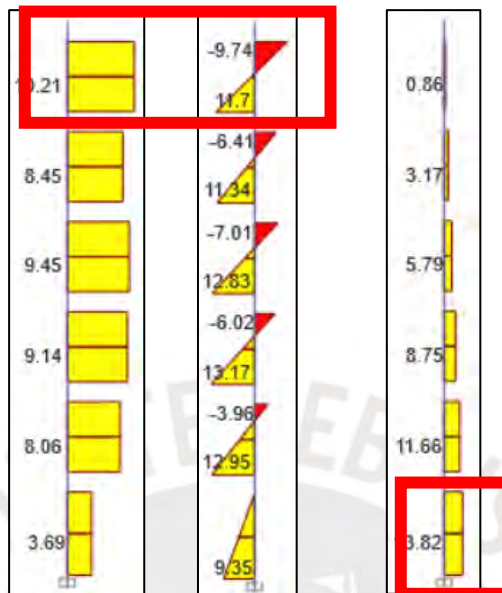


Figura 5.28: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C6 en pórtico 7 por carga sísmica en X-



Figura 5.29: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C6 en pórtico 7 por carga muerta

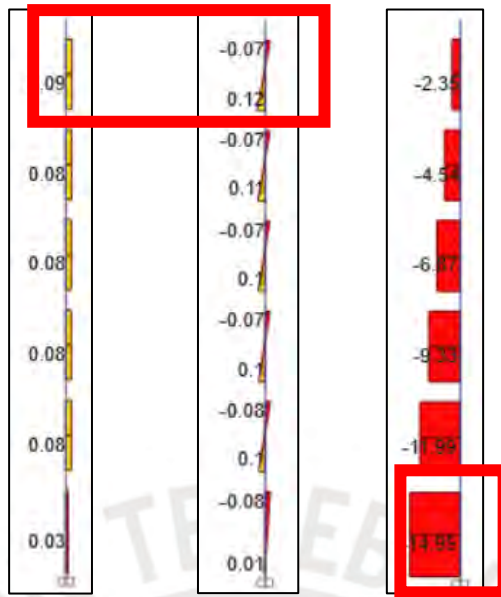
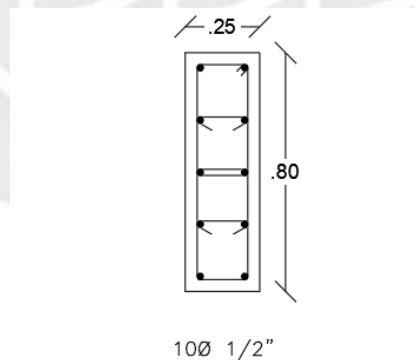


Figura 5.30: DFC, DMF y DFN respectivamente, de columna C6 en p3rtico 7 por carga viva

- Dise1o estructural

Los dise1os de los n3cleos siguen los procedimientos detallados en el cap3tulo 2.

- o Columna C2 (Ejes B-2)



100 1/2"
2 EST.03/8": 10.05, 80.10 Rto.0.20
Figura 5.31: Dise1o acero columna C2 (Ejes B-2)

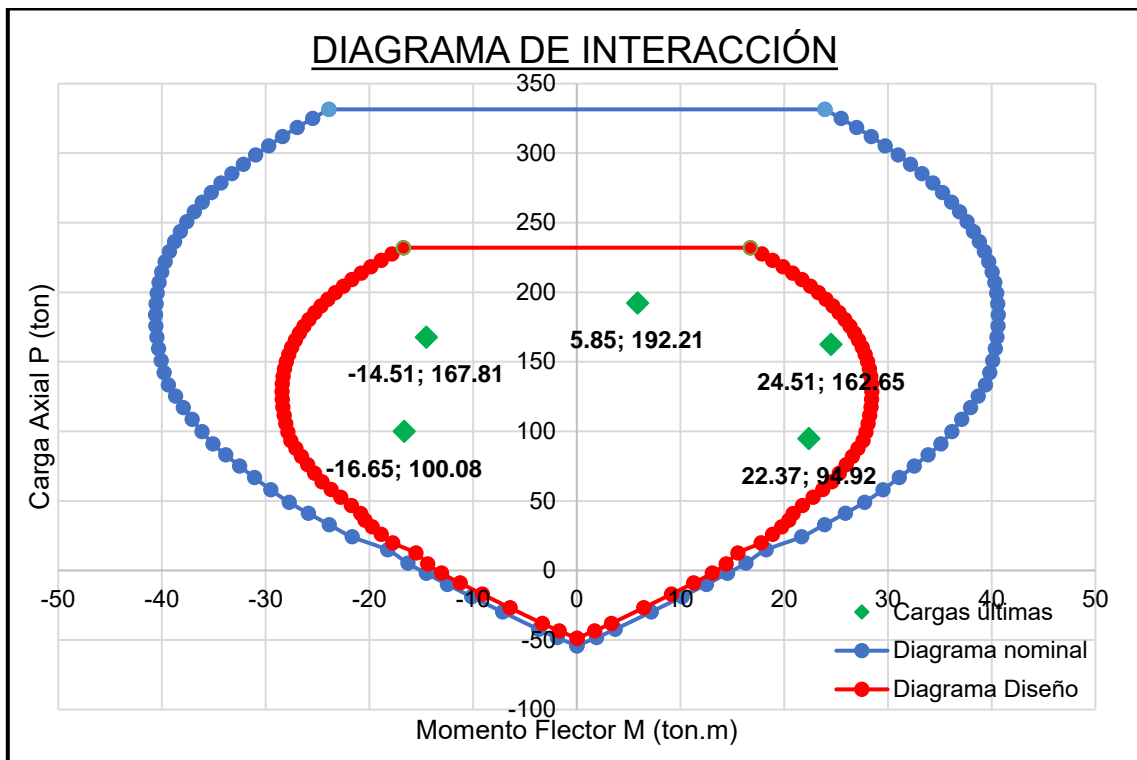
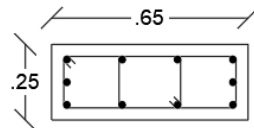


Figura 5.32: Diagrama de interacción para diseño de columna C2 (Ejes B-2)

- o Columna C5 (Ejes C-9)



10Ø 1/2"

2 EST.Ø3/8": 1@.05, 7@.10 Rto.@.20

Figura 5.33: Diseño acero columna C5 (Ejes C-9)

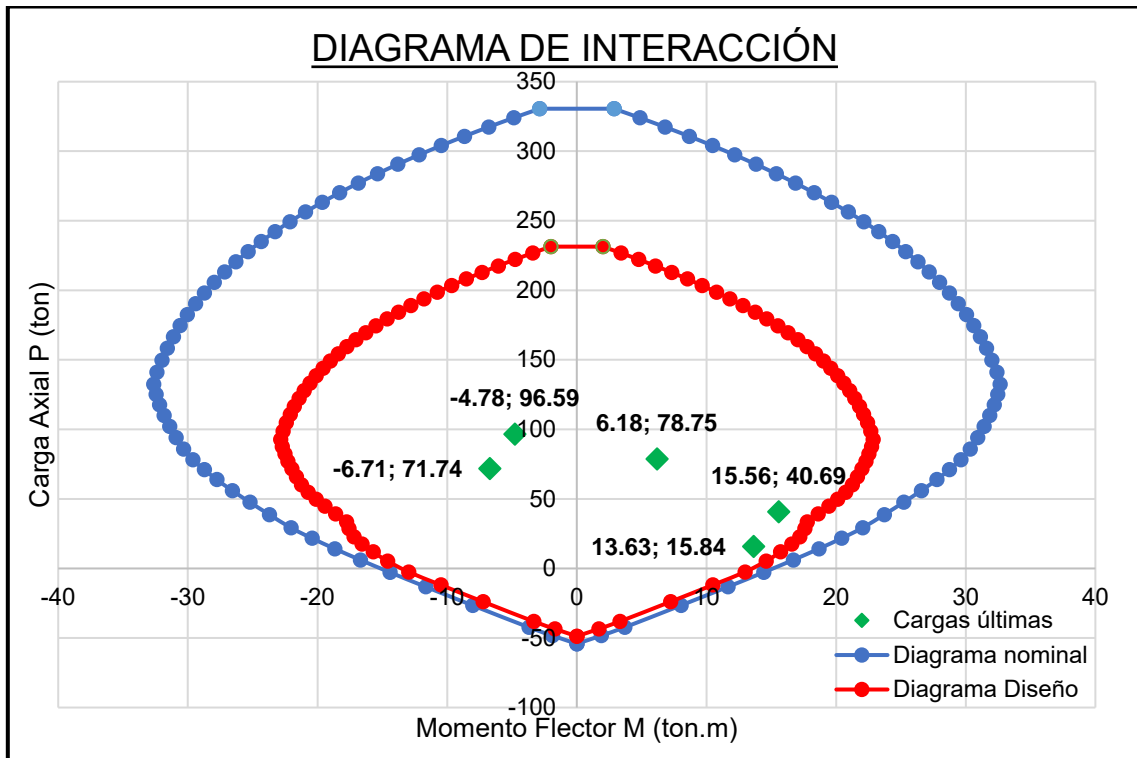


Figura 5.34: Diagrama de interacción para diseño de columna C5 (Ejes C-9)

- Columna C6 (Ejes D-7)

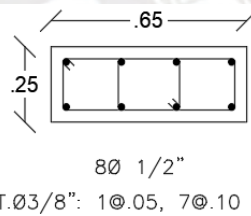


Figura 5.35: Diseño acero columna C6 (Ejes D-7)

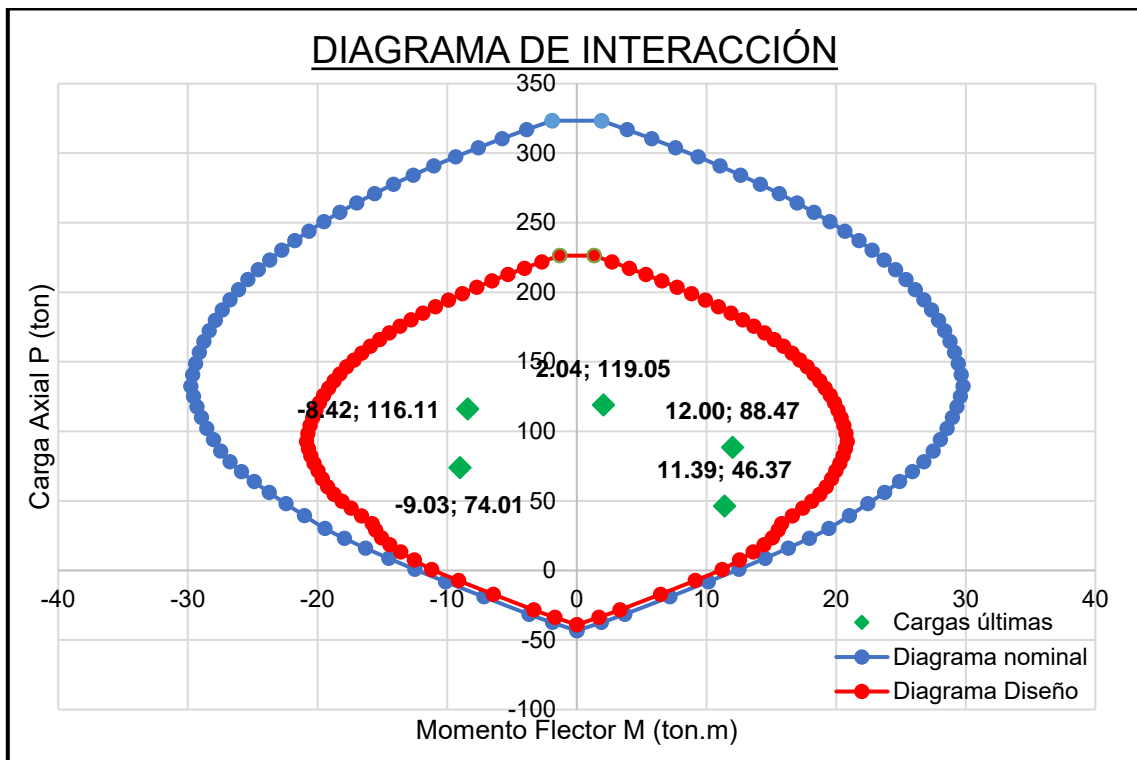


Figura 5.36: Diagrama de interacción para diseño de columna C6 (Ejes D-7)



5.3.2. Placas

- Análisis estructural
 - Placa PL-1 (Ejes B-9)

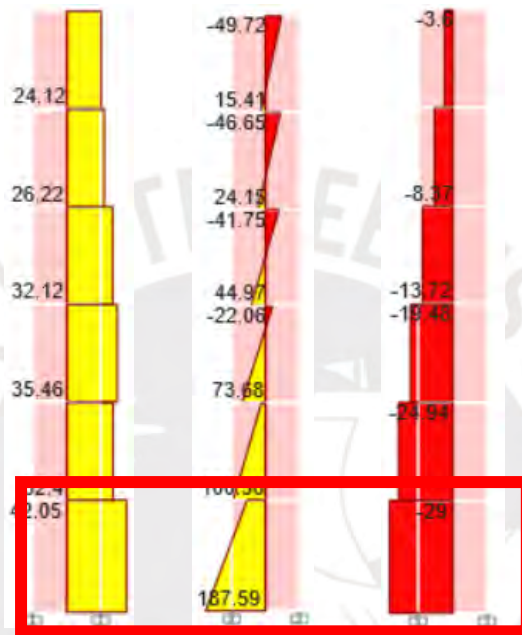


Figura 5.37: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-1 en pórtico 9 por carga sísmica en X-X

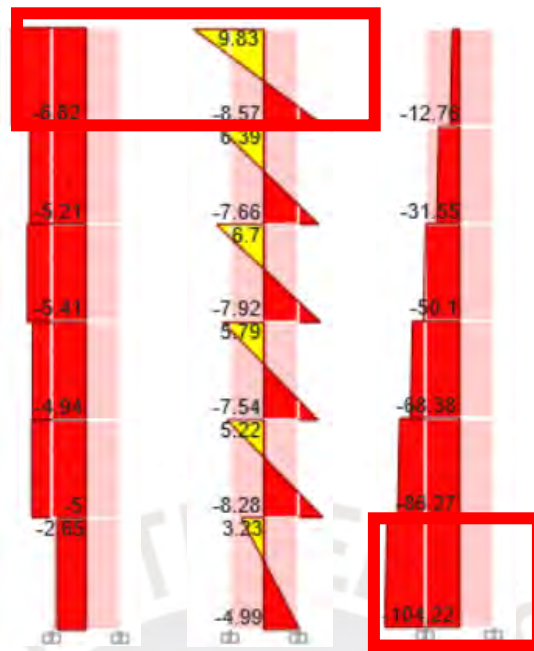


Figura 5.38: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-1 en pórtico 9 por carga muerta

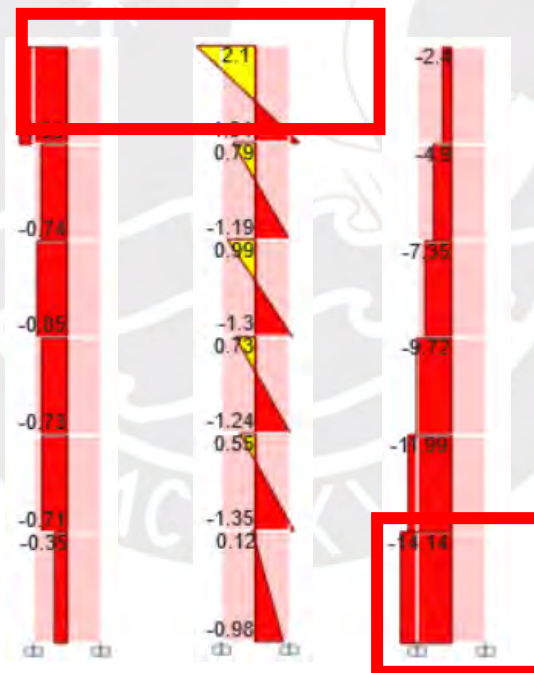


Figura 5.39: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-1 en pórtico 9 por carga viva

- o Placa PL-4 (Ejes D-5)

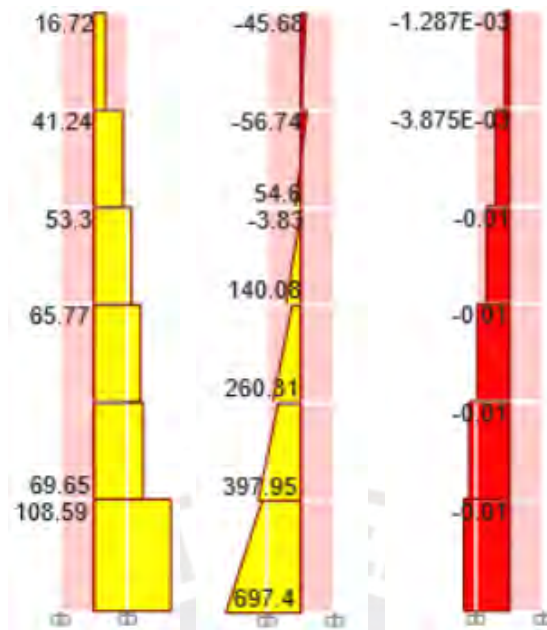


Figura 5.40: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-4 por carga sísmica en Y

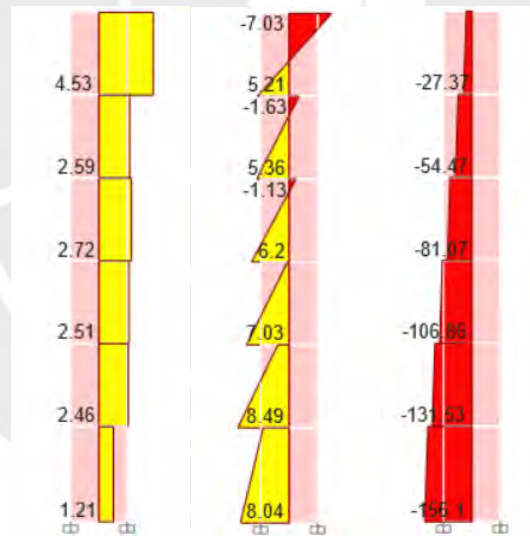


Figura 5.41: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-4 por carga muerta

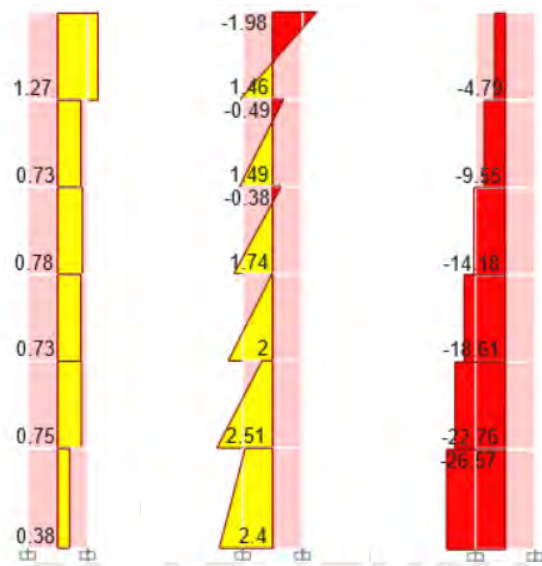


Figura 5.42: DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-4 por carga viva

- Diseño estructural

Los diseños de los núcleos siguen los procedimientos detallados en el capítulo 2.

- Placa PL-1 (Ejes B-9)

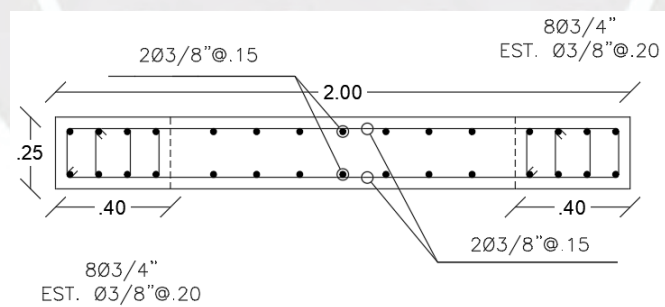


Figura 5.43: Diseño acero placa PL-01 (Ejes B-9)

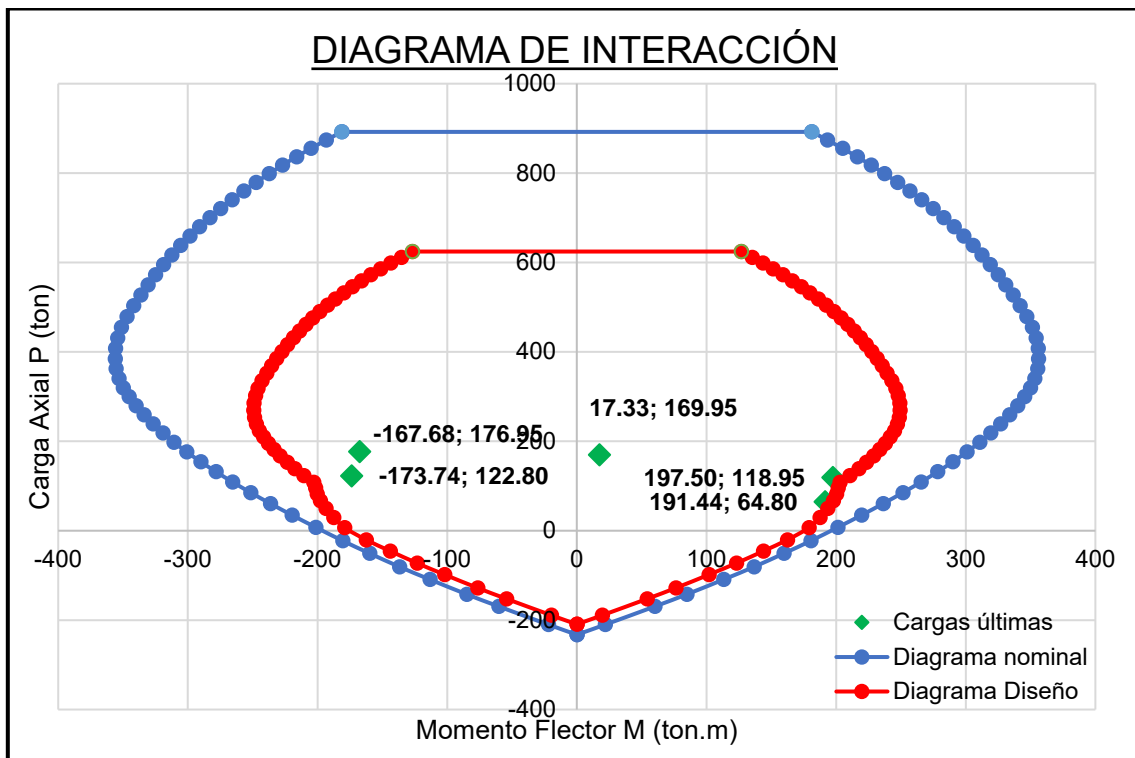


Figura 5.44: Diagrama de interacción para diseño de placa PL-01 (Ejes B-9)

Para verificar la necesidad de confinamiento en la placa es necesario hallar el largo del bloque de compresiones “c” desarrollado de aplicar la carga axial última que genera el momento nominal mayor en la sección. Luego, este valor se compara con el largo del bloque de compresiones límite “clím” obtenido de los siguientes parámetros: el desplazamiento del muro en el punto más alto “δu”, el ancho del muro “lm” y la altura total del muro en la edificación “hm”.

La combinación de cargas últimas que desarrolla el momento nominal mayor en la sección se puede determinar del diagrama de interacción mostrado previamente. Esta combinación es la siguiente: $1.25(CM+CV)+CS$. De esta combinación se obtuvo la carga axial máxima de $P_u = 176.95$ ton, la cual en el diagrama desarrolló un momento nominal de $M_n = 301.18$ ton-m. Al resolver la sección, se obtuvo que el ancho del bloque de compresiones fue de $c = 60.70$ cm.

Luego, el desplazamiento desarrollado debido a esta combinación de cargas es el mostrado a continuación.

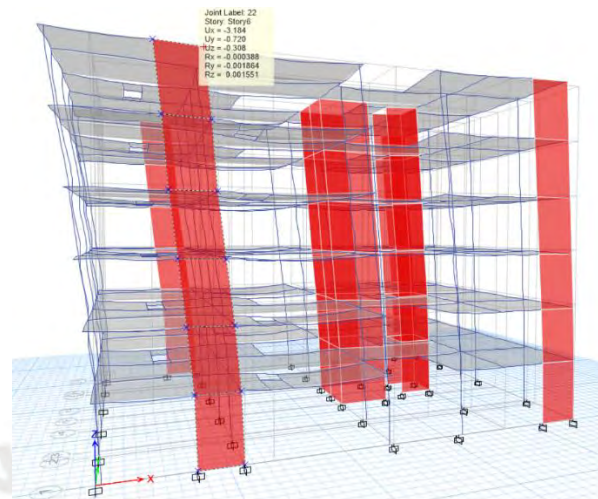


Figura 5.45: Deformada del edificio debido a la combinación de carga $1.25*(CM + CV) + CS$

De la imagen mostrada, el máximo desplazamiento del muro para esa combinación de cargas se ubica en el último piso y es de $\delta u = 3.184$ cm. Luego, el largo del bloque de compresiones límite “clím” se calcula empleando la siguiente fórmula.

$$c_{lím} \geq \frac{l_m}{600 \left(\frac{\delta u}{h_m} \right)}$$

Ecuación 5-1: Cálculo del bloque de compresiones límite $c_{lím}$ ⁴²

Donde l_m es el ancho del lado mayor de la placa y h_m es la altura total del muro. Entonces, $l_m = 2$ m y $h_m = 16.60$ m. Finalmente, el ancho del bloque de compresiones resulta ser $c_{lím} = 1.74$ m. Al comparar este valor con el ancho del bloque de compresiones obtenido de P_u y M_n se observa que c es menor que $c_{lím}$, por lo que no es necesario colocar confinamiento en la placa.

⁴² (Norma E.060 Concreto Armado, pág. en Capítulo 21.9.7)

- o Placa PL-4 (Ejes B-9)

Piso	Área (m2)	Cuantía requerida	Acero requerido (cm2)	Cant var en Nucleo	Diam	Cant var en malla	Diam	Acero colocado (cm2)
6	1.4245	0.25%	36	40	3/8"	34	3/8"	53
5	1.4245	0.29%	41	40	1/2"	34	3/8"	51
4	1.4245	0.45%	64	40	5/8"	34	3/8"	79
3	1.4245	0.52%	74	40	5/8"	34	3/8"	79
2	1.4245	0.64%	91	40	3/4"	34	3/8"	114
1	1.4245	0.79%	113	40	3/4"	34	3/8"	114

Tabla 5-4: Varillaje y cuantía de diseño para placa PL-4

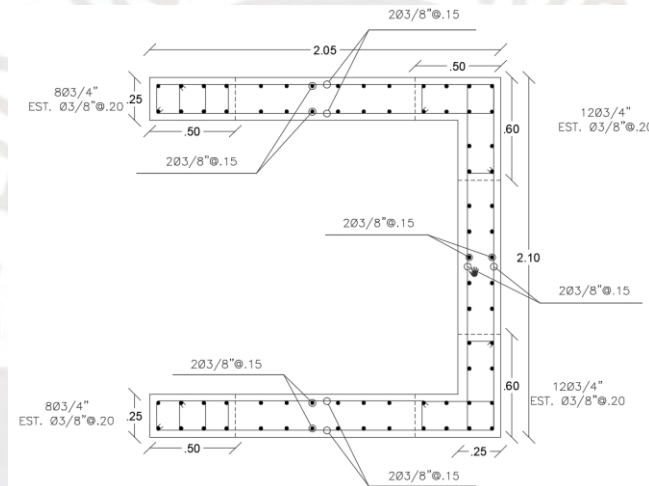


Figura 5.46: Armado longitudinal de placa PL-4

	Mu (kg*m)	Vu (kg)	Pu (kg)
SIS YY	697.4	108.59	0.01
CM	8.04	4.53	156.1
CV	2.4	1.27	26.57
1.4 CM + 1.7 CV	15.356	9.312	246.81
1.25 (CM + CV) + CS	710.45	115.84	228.3475
1.25 (CM + CV) - CS	-684.35	-101.34	228.3275
0.9 CM + CS	704.636	112.667	140.5
0.9 CM - CS	-690.164	-104.513	140.48
Envolvente	710.45	115.84	246.81

Seguidamente, se modeló la sección de la placa en el programa ETABS, con el fin de encontrar la superficie de interacción de la sección diseñada.

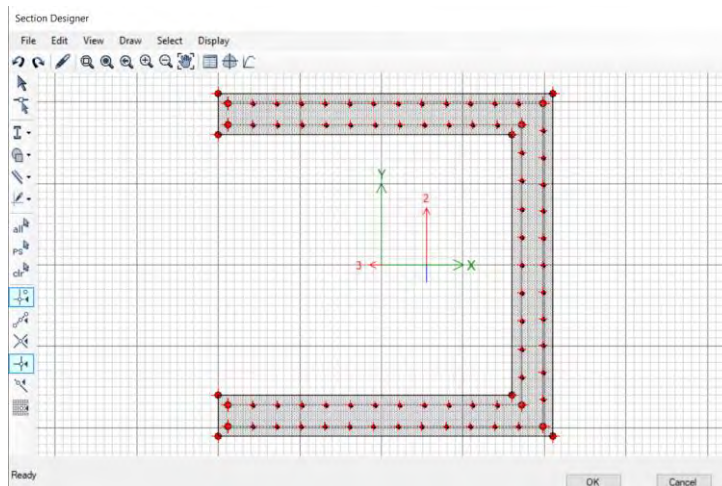


Figura 5.47: Sección de placa PL-4 en ETABS

La sección modelada tiene asociada una superficie de interacción, en la cual se encuentran contenidas las cargas de momento flector y fuerza axial mayoradas, de modo que se cumpla que la sección resiste dichas cargas según los parámetros de resistencia.

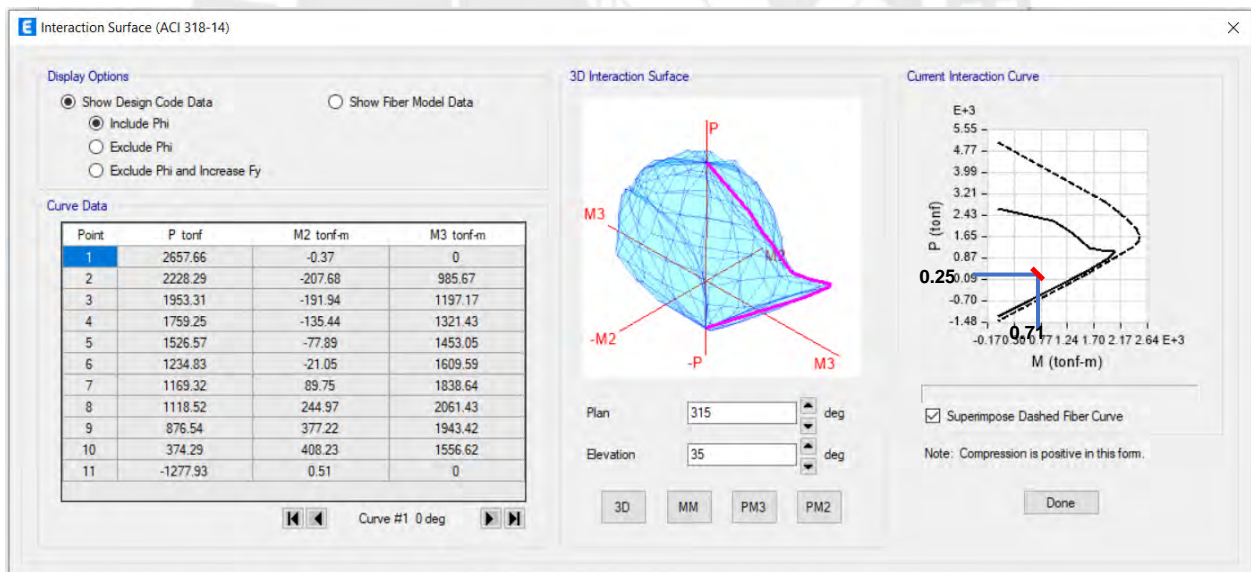


Figura 5.48: Diagrama de interacción de placa PL-4 en ETABS

5.4. Diseño de las cimentaciones

- Características del suelo de cimentación

El suelo empleado en el proyecto es un suelo intermedio, clasificado en la norma E.030 como suelo de tipo S₂. Para este suelo los valores de resistencia no drenada al corte varían entre 5 y 10 ton/m².⁴³ Como la resistencia actuante en el suelo es significativamente mayor por estar drenada en cierto grado, se asumirá una capacidad portante admisible del suelo de $q_{adm} = 30$ ton/m², un valor dentro de lo esperado siendo que la edificación se encuentra en la ciudad de Lima, cuyo suelo en sus mejores condiciones sobrepasa la capacidad portante de 40 ton/m².

Se analizarán un total de 4 zapatas: 2 aisladas de columna, 1 de placa conectada y 1 de columna conectada. El esquema de las zapatas analizadas se muestra a continuación:

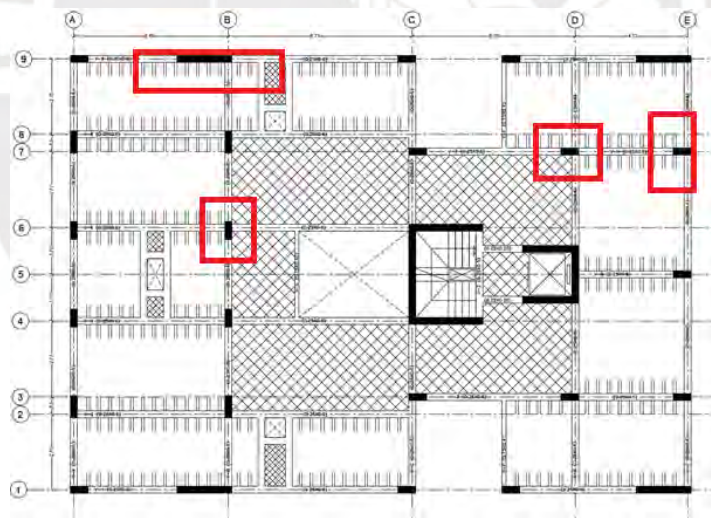


Figura 5.49: Zapatas seleccionadas

Del análisis se espera que la zapata de placa PL-1 sea conectada y excéntrica. Las excentricidades de las zapatas laterales y esquineras seguirán los linderos de la edificación.

⁴³ (Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2019, pág. 11)

Para las cargas que reciben las cimentaciones se consideraron las fuerzas internas en la base de todos los elementos verticales. Esto quiere decir que se emplearon las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores ubicados en la base del primer entrepiso de todas las columnas y muros del edificio.

Para cada una de las zapatas, se mostrarán los diagramas de fuerzas internas de las columnas y placas de cada una. Del mismo modo, se reconoce que los momentos mostrados en cada sollicitación son las respuestas de momentos M2 y M3, siendo M2 el momento debido a la flexión en la orientación de menor inercia y M3 el momento debido a la flexión en la orientación de mayor inercia.

- Análisis estructural
 - Zapata de PL-01 (Pórtico 9)

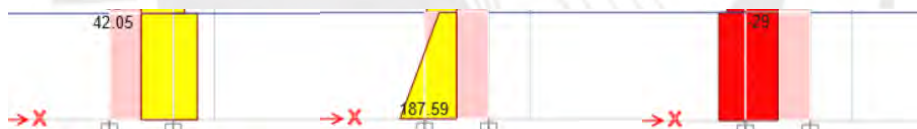


Figura 5.50: DFC22, DMF33 y DFN respectivamente de placa PL-1 en pórtico 9 por carga sísmica en

X

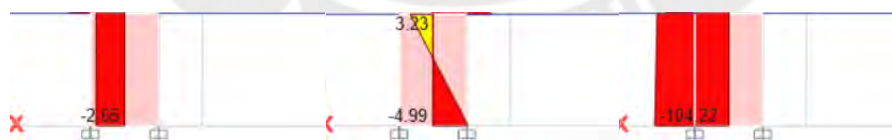


Figura 5.51: DFC22, DMF33 y DFN respectivamente de placa PL-1 en pórtico 9 por carga muerta

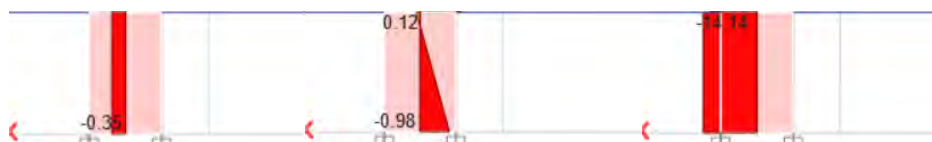


Figura 5.52: DFC22, DMF33 y DFN respectivamente de placa PL-1 en pórtico 9 por carga viva

- Zapata de C4 (Pórtico B)

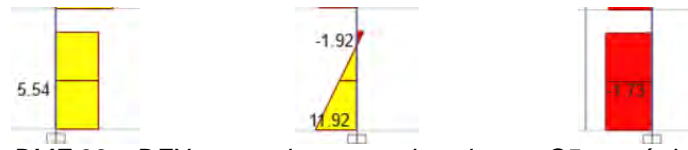


Figura 5.53: DFC22, DMF 33 y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico B por carga sísmica en Y



Figura 5.54: DFC22, DMF33, DFC33, DMF22 y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico B por carga muerta

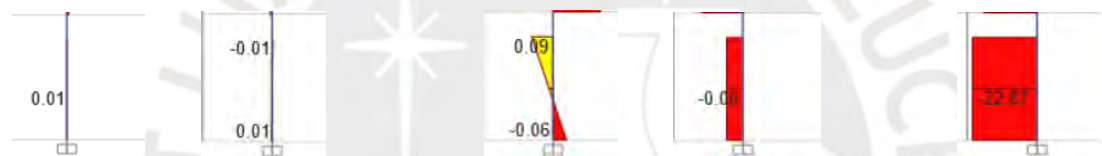


Figura 5.55: DFC22, DMF33, DFC33, DMF22 y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico B por carga viva

- Zapatas de C6 y C1 (Pórtico 7)



Figura 5.56: DFC22, DMF33 y DFN respectivamente de columna C6 y C1 en pórtico 7 por carga sísmica en X



Figura 5.57: DFC22, DMF33, y DFN respectivamente de columna C6 y C1 en pórtico 7 por carga muerta

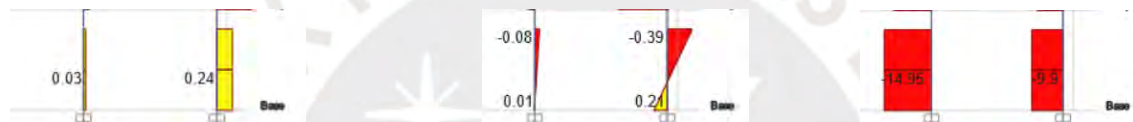


Figura 5.58: DFC22, DMF33 y DFN respectivamente de columna C6 y C1 en pórtico 7 por carga viva

- Diseño estructural

Verificando que los esfuerzos sobre el terreno no excedan la carga admisible para caso sin sismo y con sismo en ambas direcciones, se obtuvieron los siguientes diseños de las zapatas.

- Zapata conectada de PL-01 (Pórtico 9)

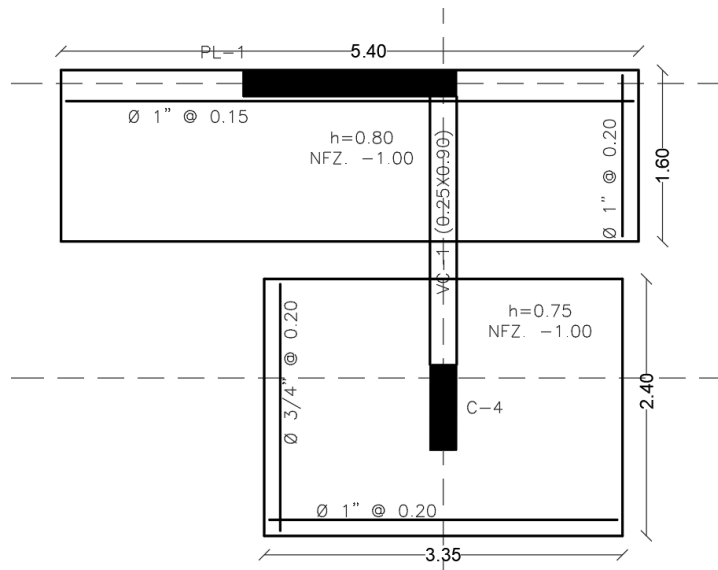
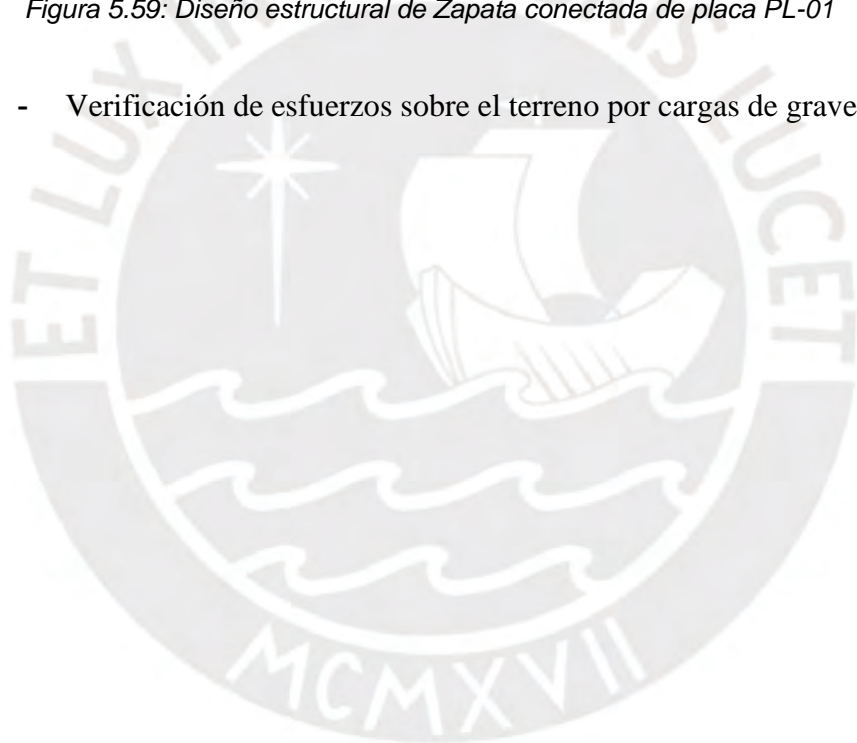


Figura 5.59: Diseño estructural de Zapata conectada de placa PL-01

- Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad



$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

σ_x (max)	18.95
σ_x (min)	24.13

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

σ_y (max)	21.57
σ_y (min)	21.52

- Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad y de sismo

$$\sigma_x = \frac{P_g + P_{sx}}{A} \pm \frac{6(M_{xg} + M_{sx})}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma_y = \frac{P_g + P_{sy}}{A} \pm \frac{6(M_{yg} + M_{sy})}{L_x L_y^2}$$

	Sismo +	Sismo -
σ_x (max)	4.04	33.80
σ_x (min)	38.98	9.23

	Sismo +	Sismo -
σ_y (max)	17.37	25.71
σ_y (min)	25.66	17.32

- Verificación por punzonamiento:

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o d$$

$$V_u = 415.23 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 424.87 \text{ tonff}$$

o Zapata de C4 (Pórtico B)

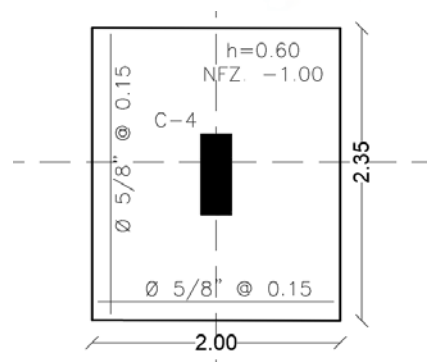


Figura 5.60: Diseño estructural de Zapata de columna C-4

- Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

σ_x (max)	29.38
σ_x (min)	29.06

σ_y (max)	29.20
σ_y (min)	29.24

- Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad y de sismo

$$\sigma_x = \frac{P_g + P_{sx}}{A} \pm \frac{6(M_{xg} + M_{sx})}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma_y = \frac{P_g + P_{sy}}{A} \pm \frac{6(M_{yg} + M_{sy})}{L_x L_y^2}$$

	Sismo +	Sismo -
σ_x (max)	28.10	30.66
σ_x (min)	25.60	32.53

	Sismo +	Sismo -
σ_y (max)	34.51	23.89
σ_y (min)	23.34	35.15

- Verificación por punzonamiento:

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o d$$

$$V_u = 172.68 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 223.59 \text{ tonf}$$

- o Zapatas conectadas de C6 y C1 (Pórtico 7)

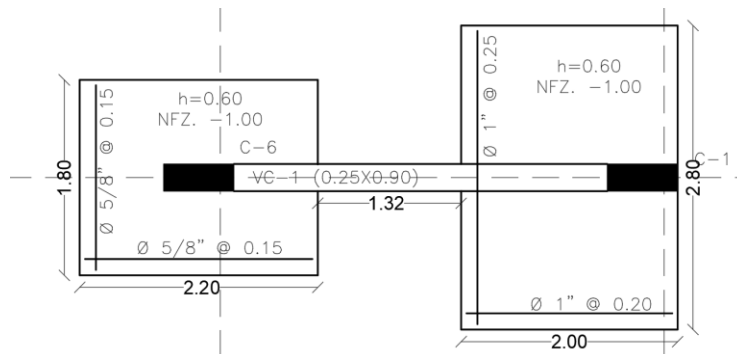


Figura 5.61: Diseño estructural de Zapatas conectadas de columnas C-6 y C-1

C6:

- Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

σ_x (max)	19.50
σ_x (min)	19.12

σ_y (max)	19.24
σ_y (min)	19.38

- Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad y de sismo

$$\sigma_x = \frac{P_g + P_{sx}}{A} \pm \frac{6(M_{xg} + M_{sx})}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma_y = \frac{P_g + P_{sy}}{A} \pm \frac{6(M_{yg} + M_{sy})}{L_x L_y^2}$$

	Sismo +	Sismo -
σ_x (max)	18.32	20.69
σ_x (min)	7.47	30.76

	Sismo +	Sismo -
σ_y (max)	11.16	27.32
σ_y (min)	7.82	30.93

- Verificación por punzonamiento:

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o d$$

$$V_u = 139.39 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 223.59 \text{ tonf}$$

C1:

- Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

σ_x (max)	20.65
σ_x (min)	19.73

σ_y (max)	20.21
σ_y (min)	20.17

- Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad y de sismo

$$\sigma_x = \frac{P_g + P_{sx}}{A} \pm \frac{6(M_{xg} + M_{sx})}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma_y = \frac{P_g + P_{sy}}{A} \pm \frac{6(M_{yg} + M_{sy})}{L_x L_y^2}$$

	Sismo +	Sismo -
σ_x (max)	2.54	38.76
σ_x (min)	37.84	1.62

	Sismo +	Sismo -
σ_y (max)	17.05	23.38
σ_y (min)	23.33	17.00

- Verificación por punzonamiento:

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o d$$

$$V_u = 213.19 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 223.59 \text{ tonf}$$

Capítulo 6 Análisis comparativo entre el uso de métodos manuales de análisis y el uso del programa ETABS

En este capítulo se busca comparar los diseños realizados en el capítulo 5 “*Diseño en concreto armado de la edificación*” con los obtenidos de métodos manuales.

6.1. Comparación de un ejemplo de diseño de una losa aligerada

Como ejemplo de diseño se utilizó la losa entre los ejes A y B. Para el análisis usando métodos manuales se tuvo en cuenta una idealización como viga simplemente apoyada y la alternancia de sobrecarga en cada paño, lo cual generó seis combinaciones de cargas diferentes. A continuación, se muestra la envolvente de momentos flectores, resultado de emplear el Método de Cross.

Casos	Tramo 1-2		Tramo 2-4		Tramo 4-6		Tramo 6-8		Tramo 8-9	
	M-	M-	M-	M-	M-	M-	M-	M-	M-	M-
1	0.00	0.41	0.41	0.50	0.50	0.50	0.50	0.41	0.41	0.00
	0.08		0.45		0.21		0.45		0.08	
2	0.00	0.36	0.36	0.51	0.51	0.51	0.51	0.36	0.36	0.00
	0.19		0.33		0.33		0.33		0.19	
3	0.00	0.47	0.47	0.50	0.50	0.45	0.45	0.32	0.32	0.00
	0.15		0.42		0.21		0.33		0.08	
4	0.00	0.38	0.38	0.60	0.60	0.50	0.50	0.33	0.33	0.00
	0.08		0.42		0.30		0.33		0.08	
5	0.00	0.33	0.33	0.50	0.50	0.60	0.60	0.38	0.38	0.00
	0.08		0.33		0.30		0.42		0.08	
6	0.00	0.32	0.32	0.45	0.45	0.50	0.50	0.47	0.47	0.00
	0.08		0.33		0.21		0.42		0.15	
Envolvente	0.00	0.47	0.47	0.60	0.60	0.60	0.60	0.47	0.47	0.00
	0.19		0.45		0.33		0.45		0.19	

Tabla 6-1: Envolvente Losa

Del mismo modo se había obtenido previamente en el capítulo 5.1.1. la envolvente empleando

el programa de análisis ETABS considerando la alternancia de cargas correspondiente, así como la combinación mayorada de cargas últimas. Al comparar ambos resultados se observa que no hay diferencia importante en estos, de modo que el diseño resulta idéntico para ambos casos.

6.2. Comparación de un ejemplo de diseño de una losa maciza

Del mismo modo que el apartado anterior, se analizará y diseñará la losa maciza presentada en el capítulo 5.1.2. Para el análisis se emplean las fórmulas de las tablas de Kalmanok, aplicables a elementos bidimensionales rectangulares sometidos a cargas distribuidas con configuraciones de apoyo distintas. El caso de la losa del apartado, se le asumirá una configuración de apoyos correspondiente a la Tabla 15 como se muestra a continuación.

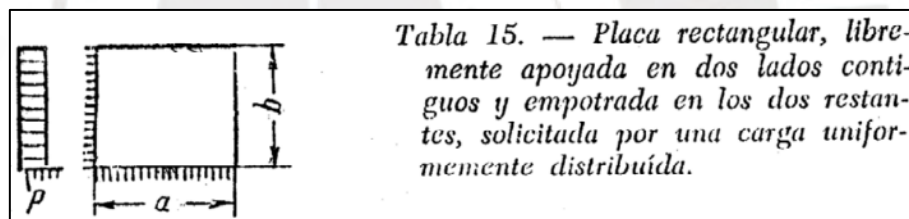


Figura 6.1: Configuración de apoyos libremente apoyada en dos lados contiguos y empotrada en los dos restantes⁴⁴

Para realizar el cálculo, se obtuvo la relación entre los lados a y b de la losa. En este caso, se considera lado mayor como a y b como el lado menor, correspondiendo 6.71 m para a y 3.40 m para b . Finalmente, la relación $b/a = 0.51$, mismo que se ubica en la tabla para encontrar los coeficientes de momentos flectores positivos y negativos correspondientes.

	w_{cp}	M_a^0	M_b^0	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	M_o	R_{a3}	R_{ac}	R_{b3}	R_{bc}

⁴⁴ (Kalmanok, 1961)

$\frac{b}{a}$	0,70	0,00360	-0,0768	-0,0996	0,0171	0,5126	$\pm 0,0121$	0,604	0,315	0,350	0,159
	0,65	0,00390	-0,0773	-0,1017	0,0153	0,0462	$\pm 0,0430$	0,670	0,356	0,350	0,159
	0,60	0,00418	-0,0776	-0,1093	0,0130	0,0496	$\pm 0,0436$	0,756	0,403	0,350	0,158
	0,55	0,00444	-0,0773	-0,1136	0,0105	0,0529	$\pm 0,0440$	0,849	0,458	0,350	0,158
	0,50	0,00468	-0,0782	-0,1177	0,0079	0,0560	$\pm 0,0443$	0,967	0,526	0,350	0,157

Figura 6.2: Tabla de coeficientes correspondiente a configuración de cargas de Tabla 15⁴⁵

Una vez obtenidos los coeficientes, estos se le multiplican al producto de $p \cdot b^2$, como se indica en la indicación para la tabla.

para $b/a < 1$; para las flechas, pb^4/D ;
para los demás valores, pb^2

Figura 6.3: Fórmula a emplear para coeficientes de momentos⁴⁶

Considerando un metrado de cargas igual al manejado en el apartado 5.1.2., se obtienen los siguientes momentos resultantes.

		CASOS		COMBINACIONES		
		CM	CV	SERVICIO	ULTIMO	
a-a (X-X)	M- =	-0.66	-0.18	-0.84	-1.23	ton-m
b-b (Y-Y)	M- =	-0.99	-0.27	-1.26	-1.84	ton-m
a-a (X-X)	M+ =	0.07	0.02	0.09	0.13	ton-m
b-b (Y-Y)	M+ =	0.47	0.13	0.60	0.88	ton-m

Tabla 6-2: Momentos últimos en losa obtenidos de aproximación con tablas de Kalmanok

Nuevamente, se emplean las fórmulas y ecuaciones de apartado 2.5.1.1, de donde se obtiene el siguiente armado de acero.

- $Mu+ (1-1) = 0.19 \text{ ton-m}$ à Acero requerido = 0.31 cm²
- $Mu+ (2-2) = 0.43 \text{ ton-m}$ à Acero requerido = 0.71 cm²
- $Mu- (1-1) = -0.66 \text{ ton-m}$ à Acero requerido = 1.10 cm²
- $Mu- (2-2) = -2.95 \text{ ton-m}$ à Acero requerido = 5.07 cm²

⁴⁵ (Kalmanok, 1961)

⁴⁶ (Kalmanok, 1961)

Finalmente, considerando una sección de ancho unitario, con los mismos valores para acero mínimo en la sección analizada en el capítulo 5.1.2., se obtiene el armado de acero siguiente.

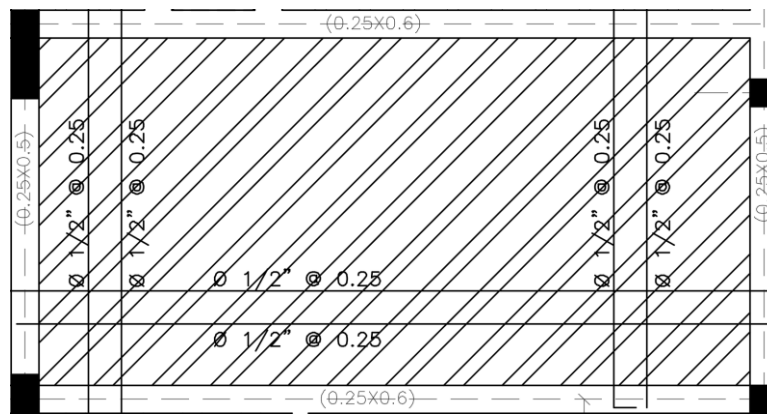


Figura 6.4: Diseño de acero en losa maciza entre ejes B-C / 6-8 obtenido con análisis aproximado

Comparado con el diseño inicial de la losa maciza, se observa la diferencia en el espaciamiento para el mismo varillaje, resultando en un diseño más conservador para el método asistido por software de elementos finitos.

6.3. Comparación de un ejemplo de diseño de una viga

En este apartado se analizará y diseñará la viga V-3, equivalente también a la viga V-7. Para ello, se considerarán los resultados de aplicar el método de rigidez sistematizada para cargas de gravedad y de sismo estudiados en el capítulo 4.

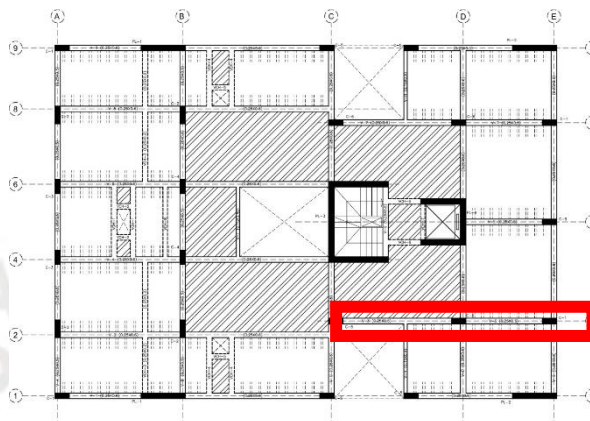


Figura 6.5: Viga 3

- Metrados de carga

Las cargas horizontales correspondientes a la acción de sismo se calculan del mismo modo que en el apartado 4.1.1., considerando análisis sísmico estático.

Nivel	V_i (tonf)
1	-1.210
2	0.219
3	1.064
4	1.683
5	-0.046
6	4.779

Tabla 6-3: Cortantes de pórtico 3 y 7 por piso

Por otro lado, las cargas de gravedad que inciden en los pórticos se calculan como superposición de momentos de empotramiento, de igual forma que en el apartado 4.1.2.

	Estado Primario (Carga M.)				Estado Primario (Carga Viva)			
	1 - M1 (tonf-m)	2 - M2 (tonf-m)	3 - V1 (tonf)	4 - V2 (tonf)	1 - M1 (tonf-m)	2 - M2 (tonf-m)	3 - V1 (tonf)	4 - V2 (tonf)
V-3 (0.25X0.50) C-D	4.88	-5.22	5.46	-6.04	0.72	-0.94	0.73	-1.19
(0.25X0.50) D-E	1.78	-1.78	3.09	-3.09	0.78	-0.78	1.35	-1.35
V-7 (0.25X0.50) C-D	4.88	-5.22	5.46	-6.04	0.72	-0.94	0.73	-1.19
(0.25X0.50) D-E	1.78	-1.78	3.09	-3.09	0.78	-0.78	1.35	-1.35

Tabla 6-4: Fuerzas empotramiento en vigas para cargas en servicio del pórtico 3 y 7

- Análisis estructural

Empleando el método de la rigidez sistematizada se obtienen los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes del pórtico 3 y 7 debido a la acción de sismo y a las cargas de gravedad.

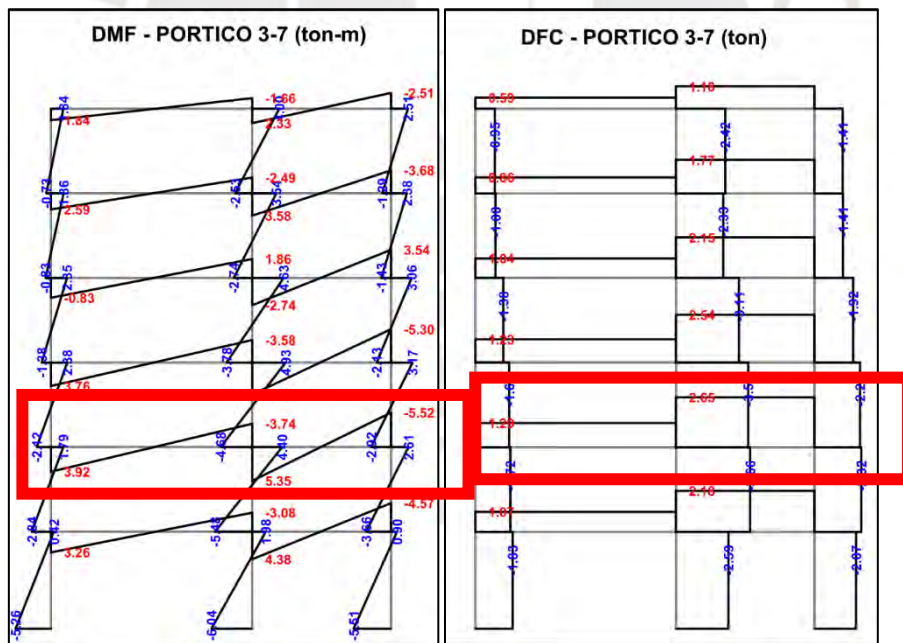


Figura 6.6: DMF y DFC del pórtico 3-7 por sismo con Método de Rigidez Sistematizada

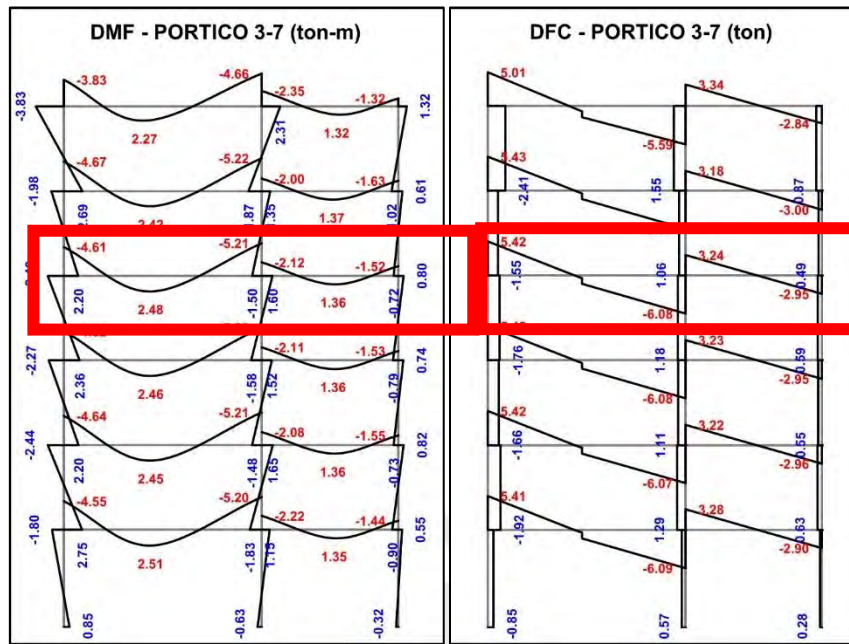


Figura 6.7: DMF y DFC de pórtico 3-7 por Carga Muerta con Método de Rigidez Sistemizado

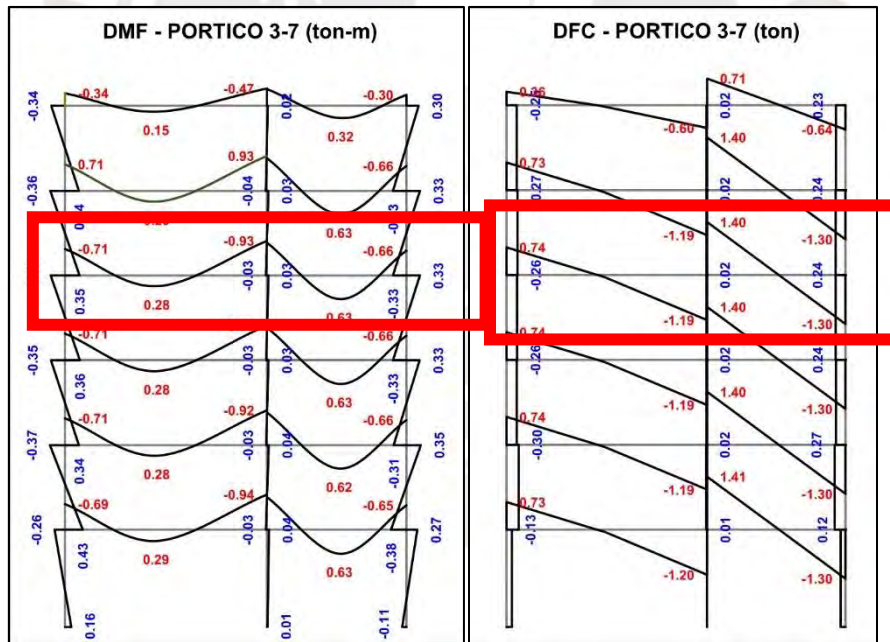


Figura 6.8: DMF y DFC de pórtico 3-7 debido a Carga Viva con Método de Rigidez Sistemizado

- Diseño estructural

Las cargas últimas se obtienen del mayor resultado de las distintas combinaciones de carga para diseño por resistencia, como se explicó en el capítulo 2.

MOMENTO FLECTOR (ton-m)	Tramo 1 – Eje C	Tramo 1 - Central	Tramo 1 – Eje D
1.4 CM + 1.7 CV	-7.66	3.95	-8.88
1.25 (CM + CV) + CS	-2.73	3.45	-11.42
1.25 (CM + CV) - CS	-10.57	3.45	-3.94
0.9 CM + CS	-0.23	2.23	-8.43
0.9 CM - CS	-8.07	2.23	-0.95

Tabla 6-5: Cálculo de momentos últimos de un tramo de viga

Finalmente, consideramos los máximos valores absolutos de momento último de cada sección en el tramo de la viga para obtener el diseño por resistencia de dicho tramo.

- Extremo eje C: $M_u^- = -10.57$ ton-m Acero requerido = 6.86 cm²
 - 2 Φ 5/8" corrido + 2 Φ 5/8" bastones
- Tramo central: $M_u^+ = 3.95$ ton-m Acero requerido = 2.66 cm²
 - 2 Φ 5/8" corrido
- Extremo eje D: $M_u^- = -11.42$ ton-m Acero requerido = 7.46 cm²
 - 2 Φ 5/8" corrido + 2 Φ 5/8" balancines

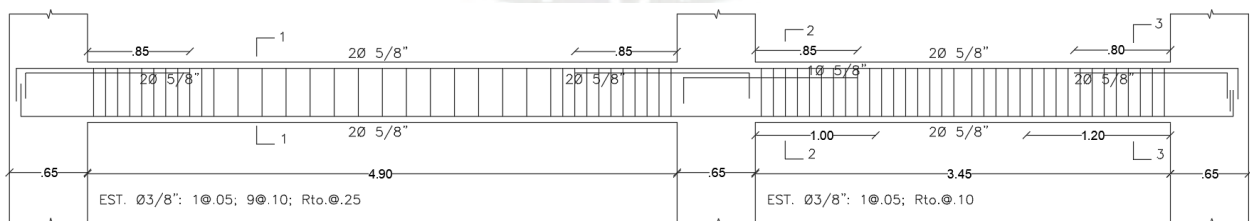


Figura 6.9: Diseño de viga V-3 por métodos tradicionales

6.4. Comparación de un ejemplo de diseño de una columna y una placa

En este apartado se analizará y diseñará la columna y placa C5 y PL-1 respectivamente. Para ello, se considerarán los resultados de matrices de rigidez del capítulo 4.

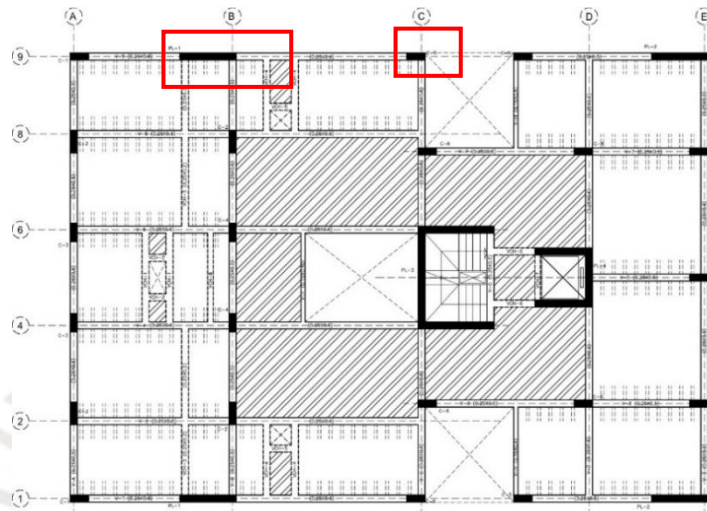


Figura 6.10: Columna C5 y Placa PL-1

- Metrado de cargas

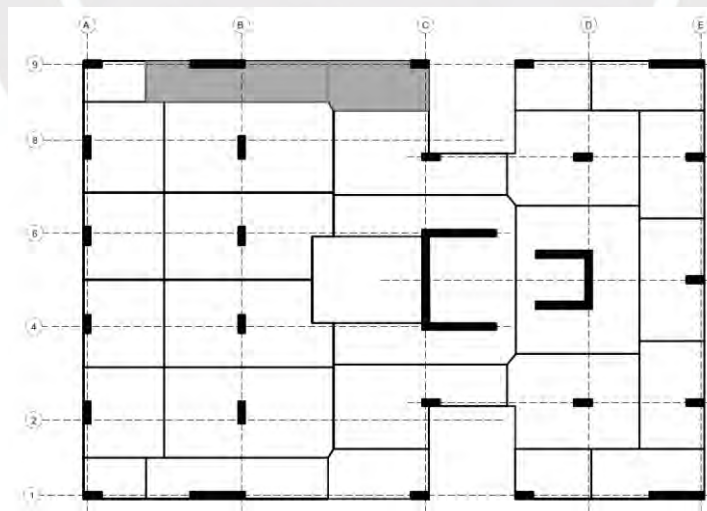


Figura 6.11: Área de influencia de C5 y PL-1

	ELEMENTO	L (m)	B (m)	E (m)	VOLUMEN (m3)	CARGA MUERTA SUBTOTAL (ton)	AREA (m2)	CARGA VIVA SUBTOTAL (ton)
1	LOSA ALIGERADA	1.35	1.01	0.09	0.12	0.29	5.32	1.06
2	TABIQUE	3.03	0.25	2.10	1.59	2.86		
3	TABIQUE	1.56	0.15	2.20	0.51	0.93		
4	TABIQUE	1.34	0.10	2.50	0.34	0.60		
5	VIGA V-9 (0.25 X 0.60)	3.03	0.25	0.60	0.45	1.09	0.76	0.15
6	VIGA V-C (0.25 X 0.50)	1.56	0.25	0.20	0.08	0.19	0.39	0.08
CM (ton)						5.97	CV (ton)	1.29

Tabla 6-6: Metrado de cargas de columna C5

	ELEMENTO	L (m)	B (m)	E (m)	VOLUMEN (m3)	CARGA MUERTA SUBTOTAL (ton)	AREA (m2)	CARGA VIVA SUBTOTAL (ton)
1	LOSA ALIGERADA A-B/8-9 (1)	1.68	1.25	0.09	0.19	0.45	2.10	0.42
2	LOSA ALIGERADA A-B/8-9 (2)	1.44	1.25	0.09	0.16	0.39	1.80	0.36
3	LOSA ALIGERADA B-C/8-9 (1)	0.96	1.25	0.09	0.11	0.26	1.20	0.24
4	LOSA MACIZA B-C/8-9 (2)	0.75	1.25	0.20	0.19	0.45	0.94	0.19
5	LOSA ALIGERADA B-C/8-9 (3)	0.82	1.25	0.09	0.09	0.22	1.03	0.21
6	VIGA VCH-3 (0.25 X 0.20)	1.25	0.25	0.20	0.06	0.15	0.31	0.06
7	VIGA VCH-4 (0.25 X 0.20)	1.25	0.25	0.20	0.06	0.15	0.31	0.06
8	VIGA VCH-4 (0.25 X 0.20)	1.25	0.25	0.20	0.06	0.15	0.31	0.06
9	VIGA V-9 (0.25 X 0.60)	1.62	0.25	0.60	0.24	0.58		0.00
10	VIGA V-9 (0.25 X 0.60)	3.03	0.25	0.60	0.45	1.09		0.00
11	VIGA V-B (0.25 X 0.50)	1.25	0.25	0.50	0.16	0.38	0.31	0.06
12	TABIQUE	1.62	2.10	0.25	0.85	1.53		0.00

	ELEMENTO	L (m)	B (m)	E (m)	VOLUMEN (m3)	CARGA MUERTA SUBTOTAL (ton)	AREA (m2)	CARGA VIVA SUBTOTAL (ton)
13	TABIQUE	3.28	2.10	0.25	1.72	3.10		0.00
14	TABIQUE	1.25	2.50	0.15	0.47	0.84		0.00
15	TABIQUE	1.25	2.50	0.15	0.47	0.84		0.00
16	TABIQUE	1.25	2.50	0.10	0.31	0.56		0.00
17	TABIQUE	1.25	2.50	0.10	0.31	0.56		0.00
CM (ton)						11.72	CV (ton)	1.66

Tabla 6-7: Medrado de cargas de placa PL-1

- Análisis estructural

Empleando el método de la rigidez sistematizada se obtienen los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes del pórtico 9 debido a la acción de sismo y a las cargas de gravedad. A continuación, se muestran los diagramas obtenidos haciendo uso del software ETABS y mediante el método de rigidez sistematizada.

- Columna C5 (Pórtico 1-9)

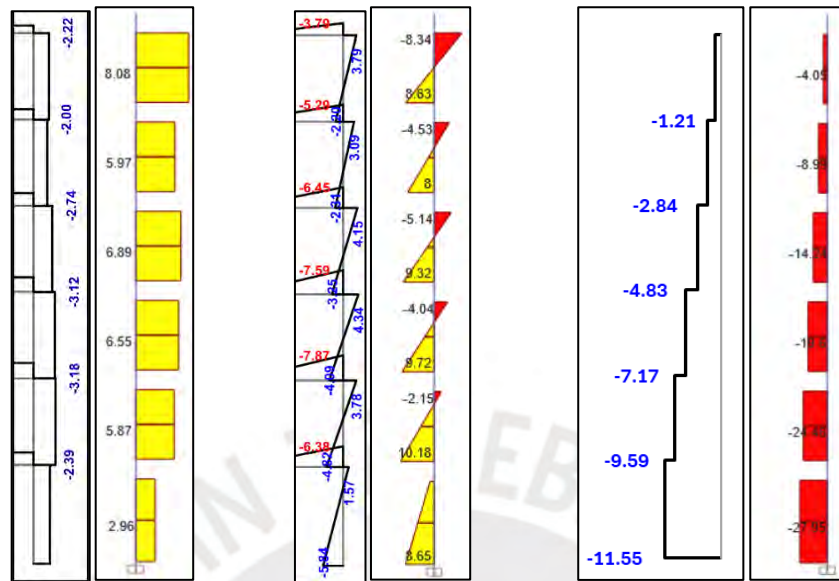


Figura 6.12: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico 1-9 por carga sísmica en X-X con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.)

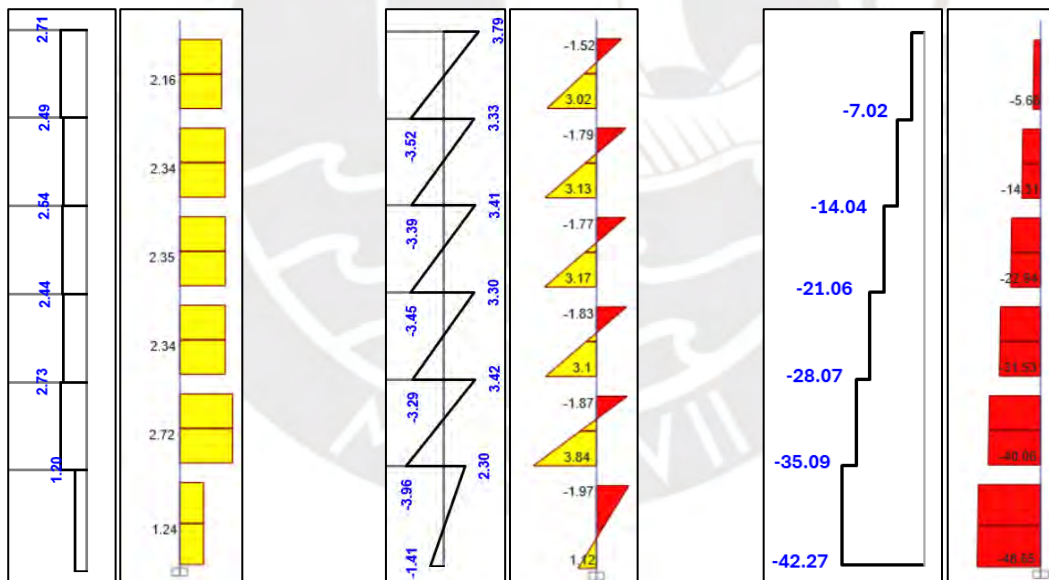


Figura 6.13: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente de columna C5 en pórtico 1-9 por carga muerta con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.)

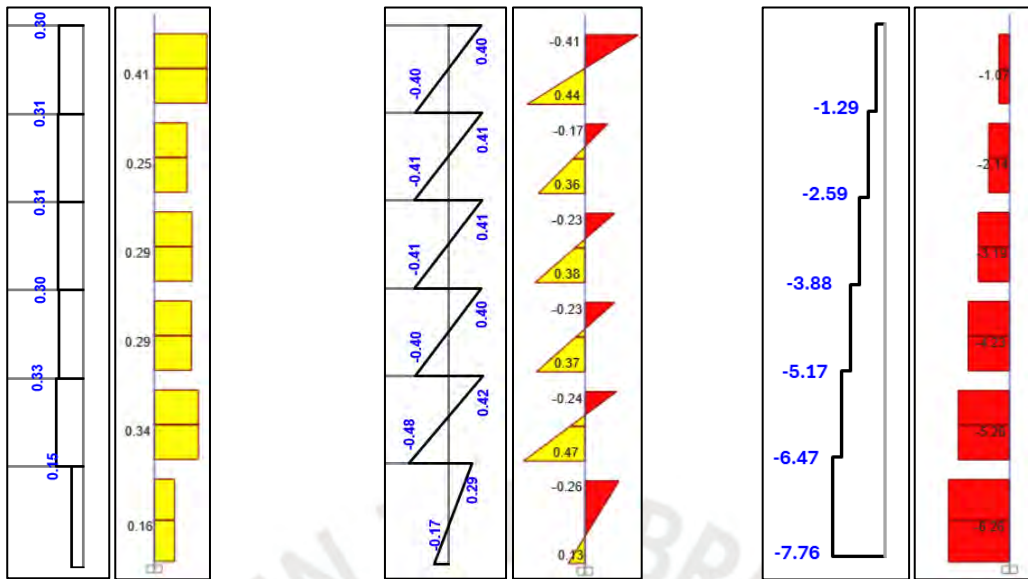


Figura 6.14: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente de columna C5 en p^ortico 1-9 por carga viva con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.)

- Placa PL-1

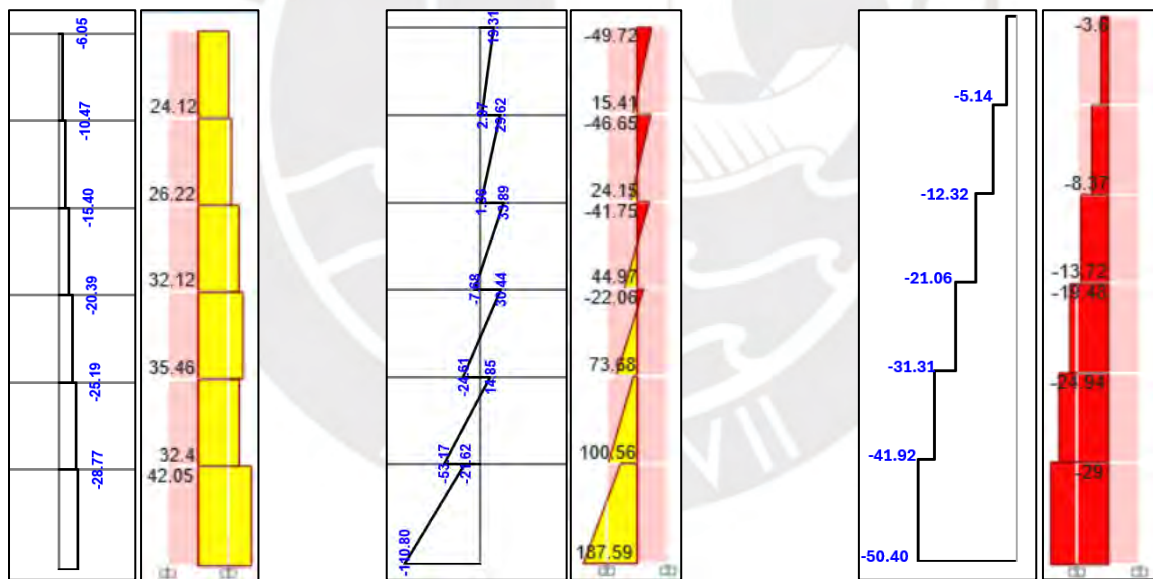


Figura 6.15: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente de placa PL-1 en p^ortico 9 por carga sísmica en X-X con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.)

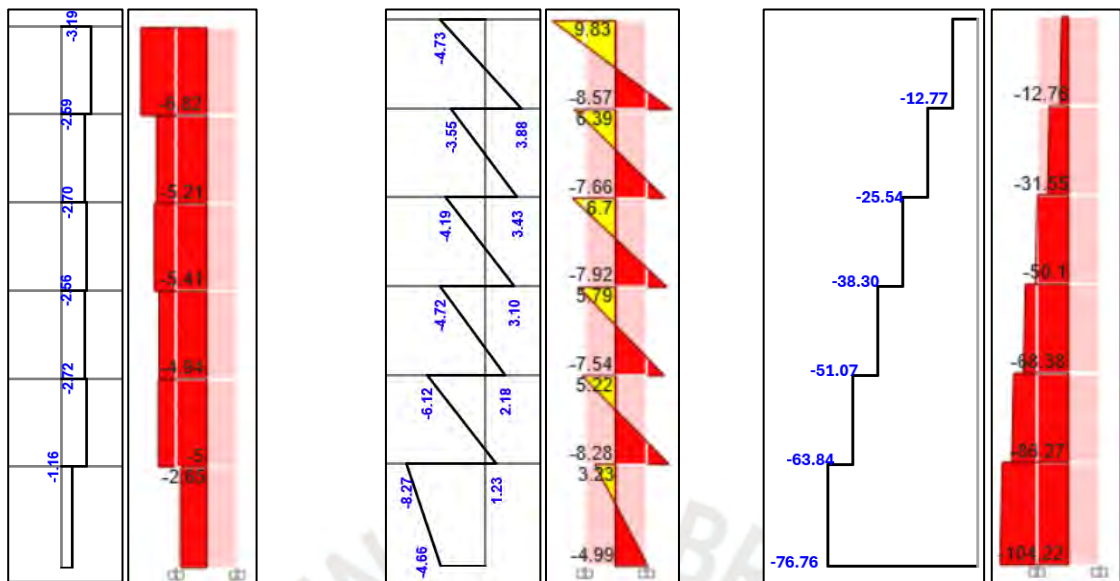


Figura 6.16: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-1 en pórtilo 9 por carga muerta con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.)

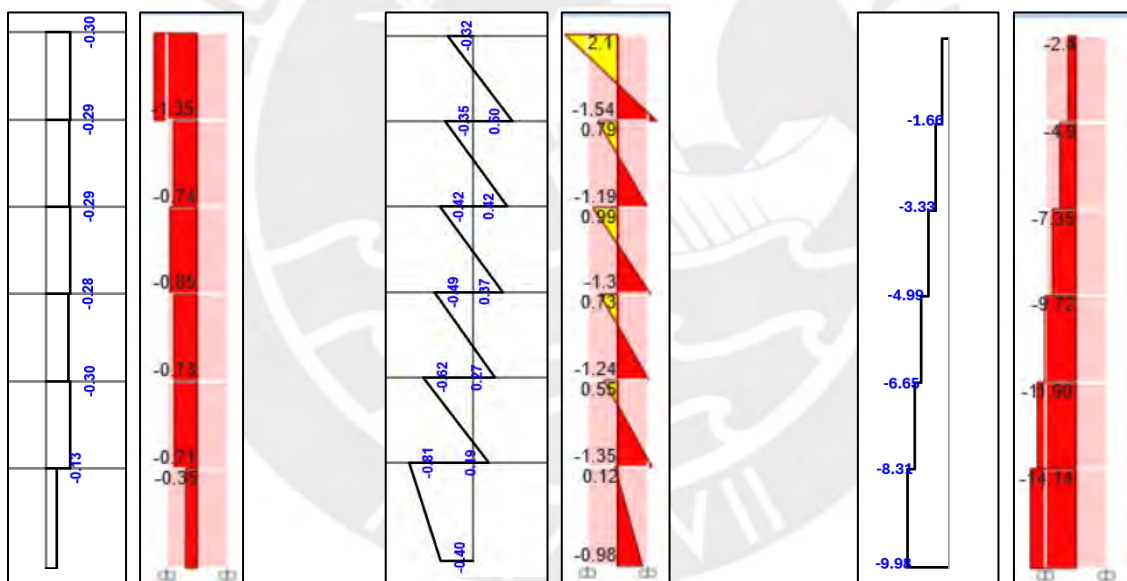


Figura 6.17: Comparación de DFC, DMF y DFN respectivamente, de placa PL-1 en pórtilo 9 por carga viva con Método de Rigidez Sistematizado (izq.) y ETABS (der.)

- Diseño estructural
 - Columna C5 (Pórtico 1-9)

Teniendo en cuenta que las cargas últimas obtenidas por el Método de Rigidez Sistematizada son menores a las obtenidas con ETABS y que el diseño de la columna C5 es con cuantía mínima, el diseño para este nuevo análisis será el mismo. A continuación, se muestran las cargas últimas, sus combinaciones de diseño, la sección diseñada y el diagrama de interacción.

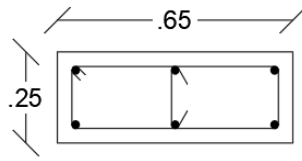
	P (ton)	M (ton.m)
Carga muerta	42.27	3.79
Carga viva	7.76	0.48
Sismo	11.55	5.84
1.4CM+1.7CV	72.37	6.12
1.25(CM+CV)+CS	74.09	11.18
1.25(CM+CV)-CS	50.99	-0.50
0.9CM+CS	49.59	9.25
0.9CM-CS	26.49	-2.43

Tabla 6-8: Cargas últimas y combinación de diseño para columna C5 según Método de Rigidez Sistematizado



Figura 6.18: Diagrama de interacción de columna C5 para análisis por Método de Rigidez Sistematizado

Sistematizado



$4\emptyset 5/8" + 2\emptyset 1/2"$

EST. $\emptyset 3/8"$: $1@.05, 7@.10$ Rto. $@.20$

Figura 6.19: Sección de columna C5

- Placa PL-1 (Pórtico 1-9)

	P (ton)	M (ton.m)
Carga muerta	76.76	8.27
Carga viva	9.98	0.81
Sismo	50.4	110.8
1.4CM+1.7CV	124.43	12.96
1.25(CM+CV)+CS	158.83	122.15
1.25(CM+CV)-CS	58.03	-99.45
0.9CM+CS	119.48	118.24
0.9CM-CS	18.68	-103.36

Tabla 6-9: Cargas últimas y combinación de diseño para placa PL-1 según Método de Rigidez

Sistematizado

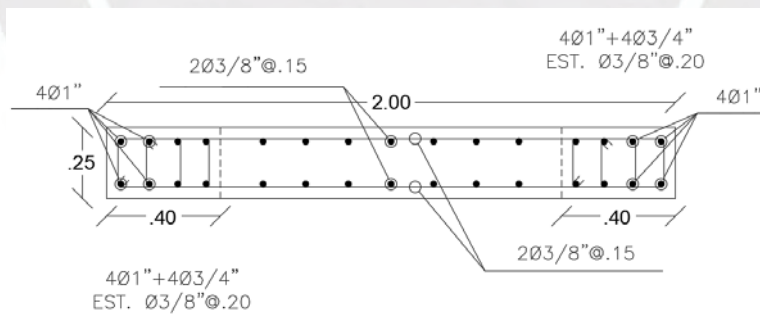


Figura 6.20: Sección de placa PL-1

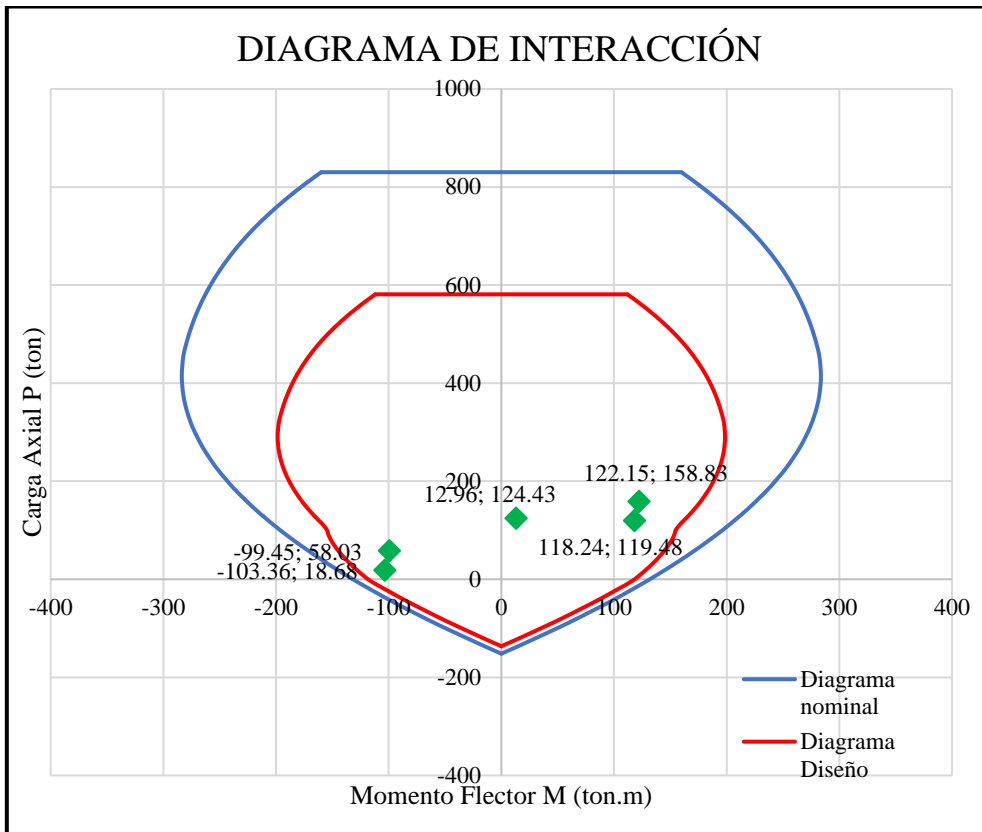


Figura 6.21: Diagrama de interacción de placa PL-1 para análisis por Método de Rigidez

Sistematizado

6.5. Comparación de un ejemplo de diseño de una zapata

En este último apartado, se realizará el análisis y diseño comparativo de la zapata ubicada en los ejes B y 6, la correspondiente a la columna C-4.

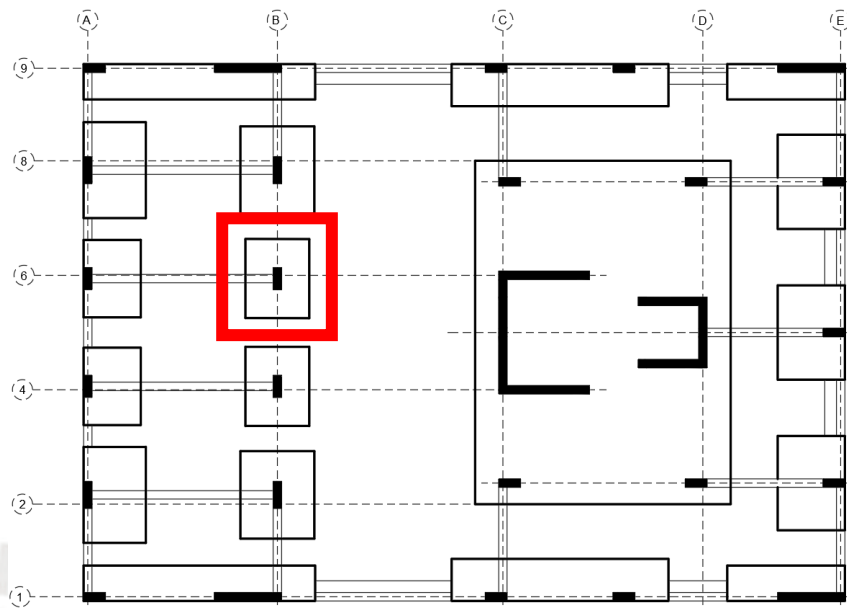


Figura 6.22: Zapata C-4

La obtención de los valores de cargas axiales y momentos flectores se obtienen del desarrollo del método de rigidez sistematizada para el pórtico B en el cual predomina la dirección del sismo para la zapata en cuestión.

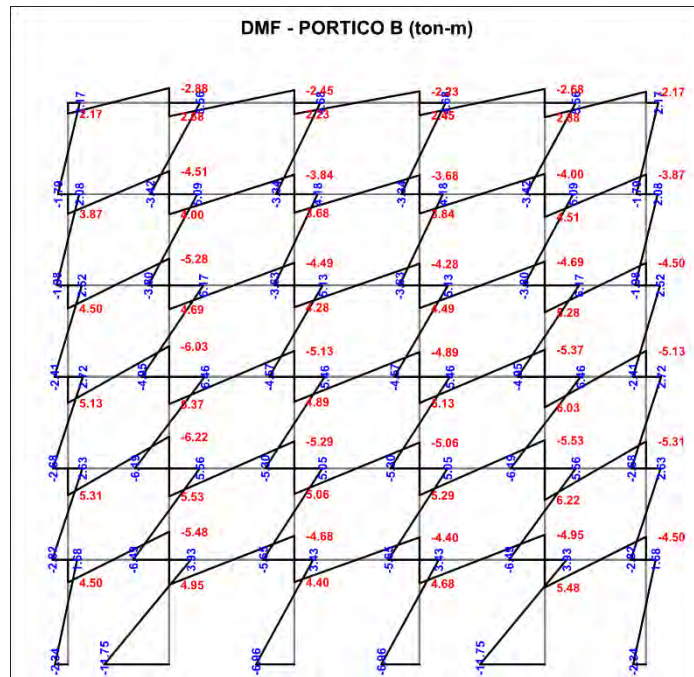


Figura 6.23: DMF manual por sismo

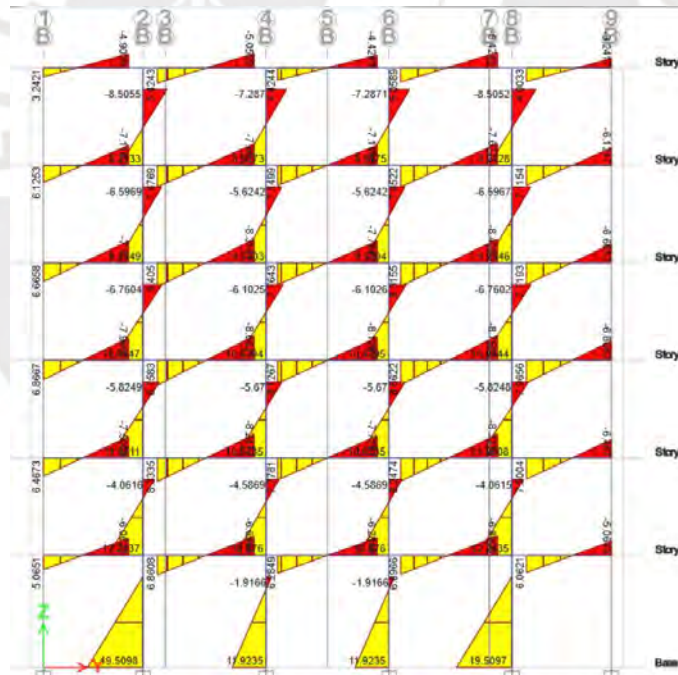


Figura 6.24: DMF ETABS por sismo bajo traslación pura

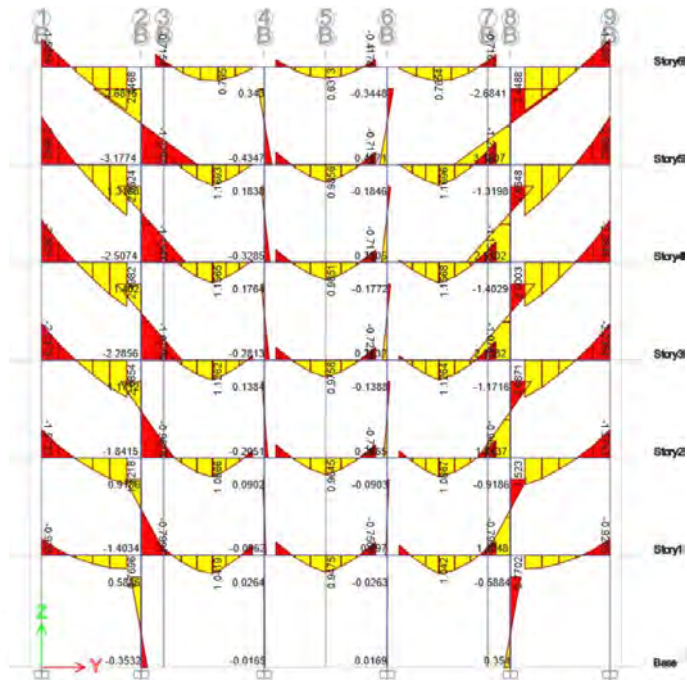


Figura 6.25: DMF ETABS por carga muerta bajo traslación pura

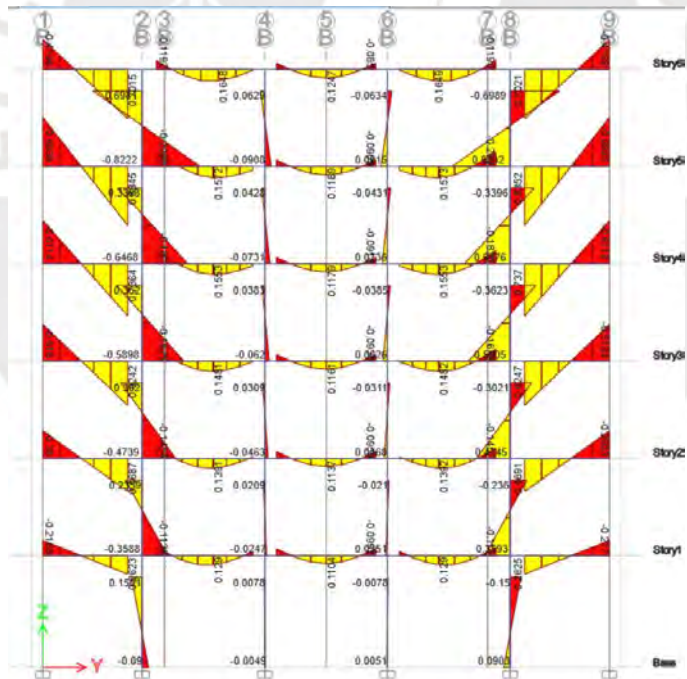


Figura 6.26: DMF ETABS por carga viva bajo traslación pura

El valor correspondiente de momento flector debido a sismo en este caso es 6.96 ton-m. Del mismo modo, del metrado de cargas se obtienen los valores de carga axial que inciden en la zapata para carga muerta y viva.

	CARGA MUERTA COLUMNA (ton)	CARGA MUERTA TECHO (ton)	CARGA MUERTA ACUMULADA (ton)	CARGA VIVA TECHO (ton)	CARGA VIVA ACUMULADA (ton)
PISO 1	1.05	8.58	9.64	3.62	3.62
PISO 2	1.05	8.58	19.27	3.62	7.24
PISO 3	1.05	8.58	28.91	3.62	10.86
PISO 4	1.05	8.58	38.55	3.62	14.48
PISO 5	1.05	8.58	48.18	3.62	18.09
PISO 6	1.21	8.58	57.97	3.62	21.71
		CM (ton) =	57.97	CV (ton) =	21.71

Tabla 6-10: Cálculo de Carga Muerta y Carga Viva en Zapata C-4

- Diseño estructural

Siguiendo los lineamientos del diseño de zapatas explicados en el capítulo 2, en donde se verifican los esfuerzos tanto por flexión, compresión, punzonamiento y cortante, se obtiene el siguiente dimensionamiento y armado de zapata aislada.

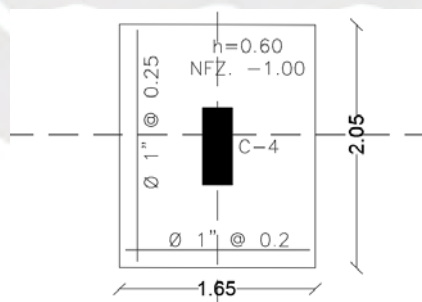


Figura 6.27: Diseño zapata aislada C4 (Pórtico B)

Capítulo 7 Conclusiones

7.1. Comentarios y observaciones

- Las simplificaciones de la arquitectura fueron realizadas con el objetivo de enfocar el trabajo de tesis al análisis estructural proveniente de los métodos manuales, entre ellos el método de rigidez sistematizada para pórticos, el método de Cross para las losas aligeradas y las tablas de Kalmanok para las losas macizas.
- Durante el análisis por métodos de rigidez sistematizada para cargas de gravedad de ciertos pórticos se observó que se obtenían momentos positivos en algunos de los nudos; sin embargo esto no fue problema mayor dado que en la envolvente final estas sollicitaciones eran menores a las de carga sísmica, por lo que el diseño se realizó con estas últimas.
- Durante el análisis por métodos de rigidez sistematizada para cargas de gravedad de ciertos pórticos se observó que se obtenían momentos positivos en algunos de los nudos; sin embargo esto no fue problema mayor dado que en la envolvente final estas sollicitaciones eran menores a las de carga sísmica, por lo que el diseño se realizó con estas últimas.
- Para el metrado de cargas de los análisis por Método de Rigidez, se tomaron consideraciones en la geometría de la influencia de las cargas que hicieron ligeramente mayores las cargas consideradas. Esto se hizo en cargas de trapecios irregulares o trapecios no centrados en el elemento.

- De los resultados obtenidos, el tramo 1 de la viga 3-7 muestra momentos flectores negativos debidos a carga de gravedad muy similares entre los dos métodos, pero difiere significativamente en el positivo, siendo mayor el obtenido por el método asistido por ETABS. Cabe recalcar que el momento máximo en este tramo para ese método no se encuentra particularmente en el centro de la luz, a diferencia del obtenido por método manual el cual se aproxima a esa ubicación. Esto puede deberse a la superposición de fuerzas que el programa ejecuta para mostrar en su envolvente el mayor valor de momento, el cual puede no necesariamente ubicarse en el máximo de uno de los casos superpuestos como lo sería en la mitad de la luz para el caso de carga de gravedad.
- Se observa que, para el análisis manual en el pórtico 1-9 (tramo A) hay una diferencia en la distribución de momentos flectores localizada en el primer nivel del pórtico. La pendiente se suaviza, sin embargo, los momentos flectores en el primer tramo son de igual signo, lo que genera una deformada diferente a la del método de asistencia con ETABS. Esto puede deberse a que, en el cálculo manual, además de considerar rigidez a flexión según la luz del elemento, se consideró rigidez al corte, el cual resulta en el primer nivel menos rígido para este parámetro (corte), probablemente ocasionando esta variación.
- El espaciamiento entre barras longitudinales, para los diagramas de interacción de placa, se calculó considerando una distribución diferente para la zona confinada y la no confinada.

7.2. Conclusiones

- El diseño de algunos elementos resultó sobredimensionado con el método asistido por software. Esto implica una dotación de resistencia y rigidez a la estructura, y un mejor desempeño sísmico, así como una menor incursión en el rango inelástico de la estructura. Como resultado, se minimizan los desplazamientos y con ello el daño en los elementos estructurales.
- Las cuantías máximas nunca son excedidas debido a que la estructuración permite un adecuado armado de los elementos.
- En la mayoría de los elementos sismorresistentes, el diseño que prevalece es proveniente de la solicitación por sismo, tanto con el método aproximado como con el método asistido por software. Esto es debido a que el análisis estructural y la transmisión de cargas en ambos métodos, al partir bajo los mismos supuestos, permiten resultados coherentes entre sí para el análisis de los dos tipos de cargas.
- Los resultados de cortantes por pisos en el análisis sísmico estático y el análisis traslacional en ETABS difieren significativamente. De acuerdo con la hipótesis planteada inicialmente, esta diferencia a favor del análisis dinámico no era de esperarse, ya que los métodos manuales tradicionales tienden a arrojar resultados más conservadores que los métodos asistidos por software de elementos finitos.

Referencia bibliográfica

ACI Committee. (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318-R19)*. American Concrete Institute.

Aguilar, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.

Autodesk Inc. (22 de 06 de 2022). *Análisis de elementos finitos*. Obtenido de Autodesk: <https://www.autodesk.mx/solutions/finite-element-analysis>

Bazán, E., & Meli, R. (1999). *Diseño sísmico de edificios*. México: Limusa.

Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificios de Concreto Armado* (2da ed.). Lima, Peru: Colección del Ingeniero Civil.

CSI Computers & Structures, Inc. (2019). *Manual Etabs v19.1*. Caribe: Fundextensus.

EADIC. (12 de Abril de 2017). *Cálculo estructural: El Método de los Elementos Finitos*. Obtenido de EADIC: <https://eadic.com/blog/entrada/calculo-estructural-el-metodo-de-los-elementos-finitos/>

Felippa, C. A. (2000). *A Historical Outline of Matrix Structural Analysis: A Play in Three Acts* (Vol. 79). Computers & Structures. doi:10.1016/S0045-7949(01)00025-6

Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto* (3ra ed.). Lima, Peru: Fondo Editorial PUCP.

Kalmanok, A. S. (1961). *Manual para Cálculo de Placas*. Montevideo: Editora Inter Ciencia.

MacLeod, I. (2005). *Modern structural analysis: Modelling process and guidance*. Londres: Thomas Telford.

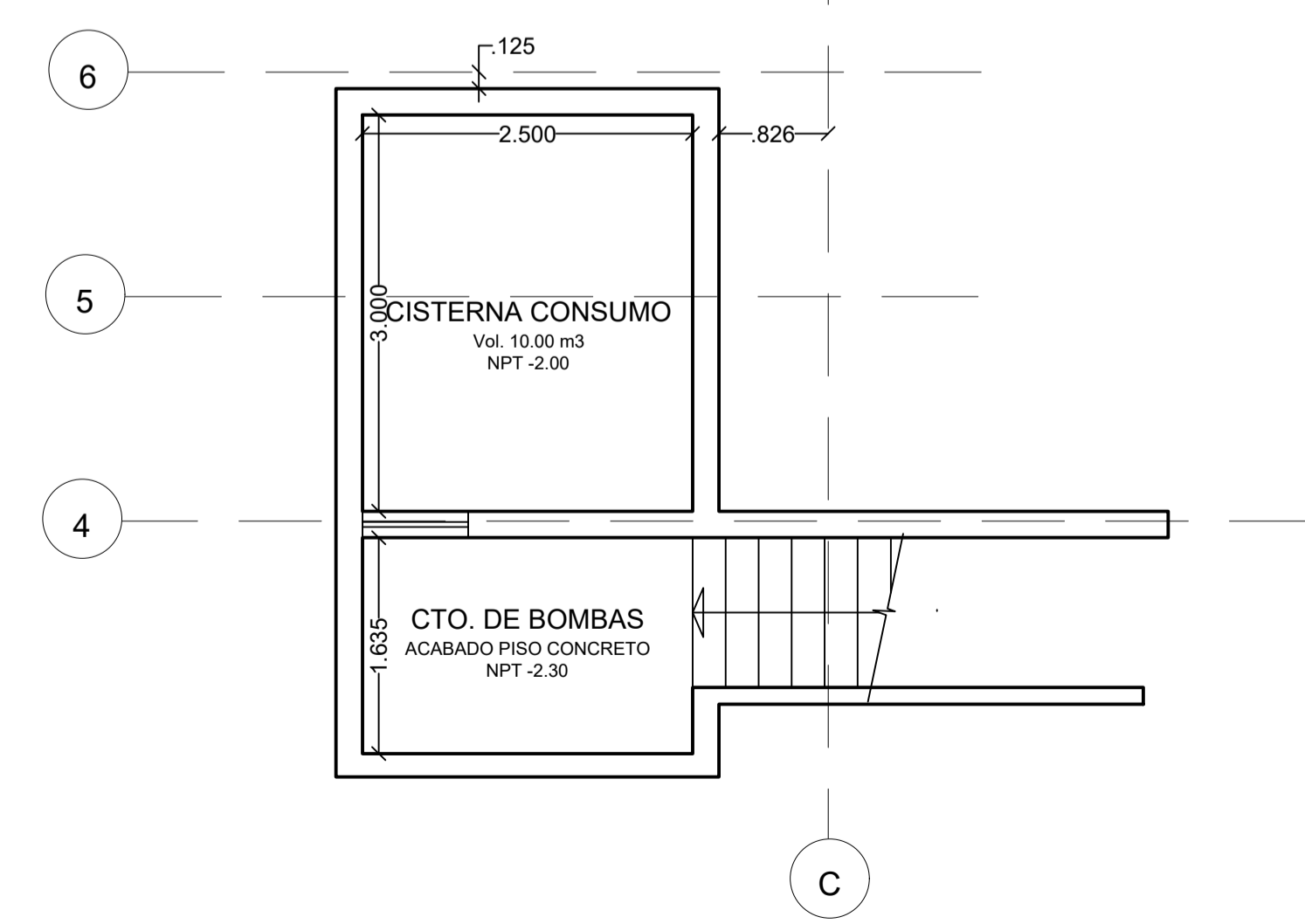
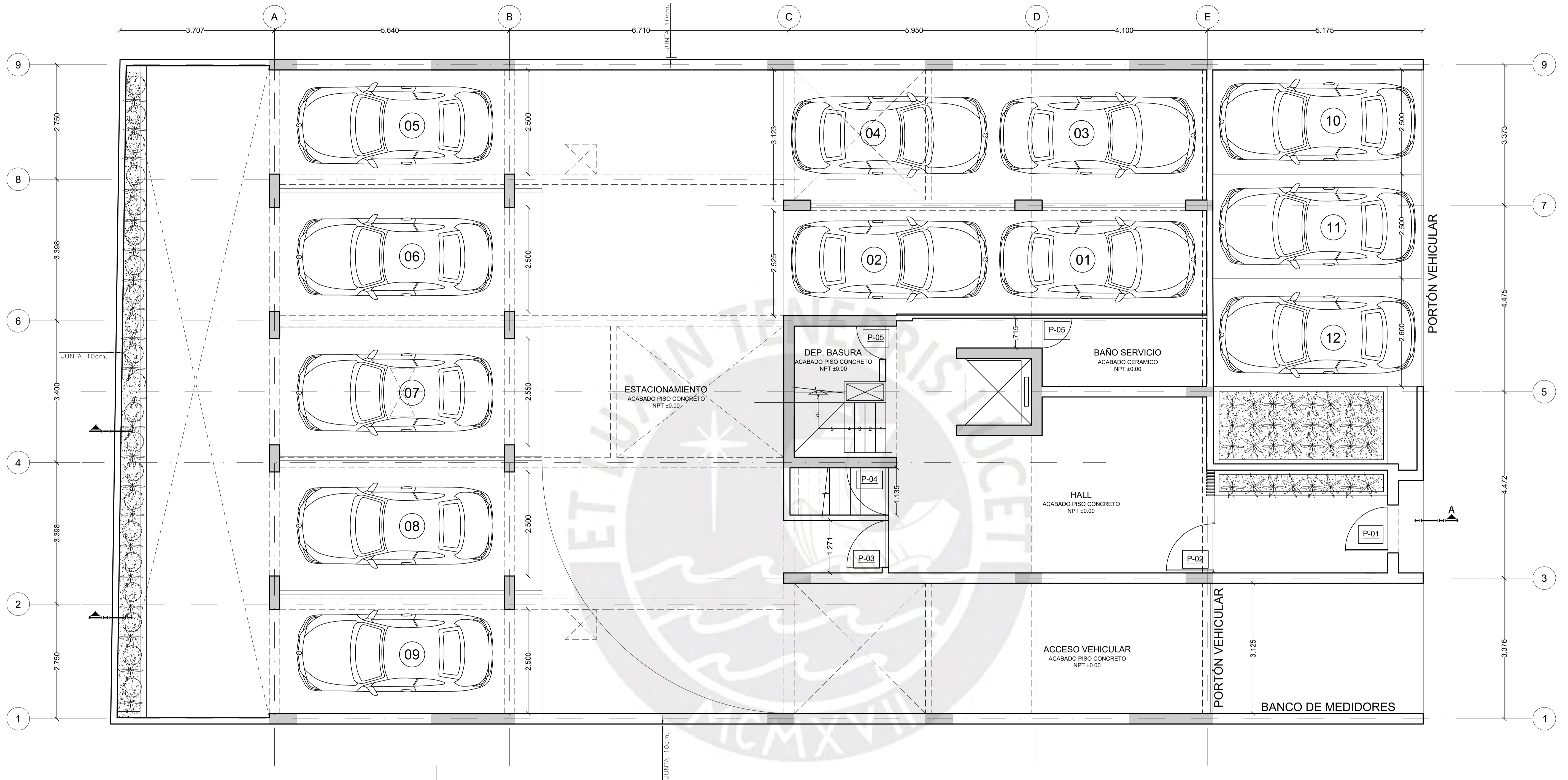
Ottazzi, G. (2019). *Apuntes del curso de Análisis Estructural 1* (15ta ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

- Ottazzi, G. (2019). *Apuntes del curso de Concreto Armado I* (15ta ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2019). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2019). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2019). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2021). *Norma A.010 Condiciones Generales de Diseño*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- San Bartolomé, Á. (1999). *Análisis de edificios* (2da ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Subramanian, N. (2013). *Design of Reinforced Concrete Structures*. Maryland, USA: Oxford University Press.
- Wight, J., & MacGregor, J. (2012). *Reinforced Concrete: Mechanics & Design* (6ta ed.). New Jersey: Pearson.





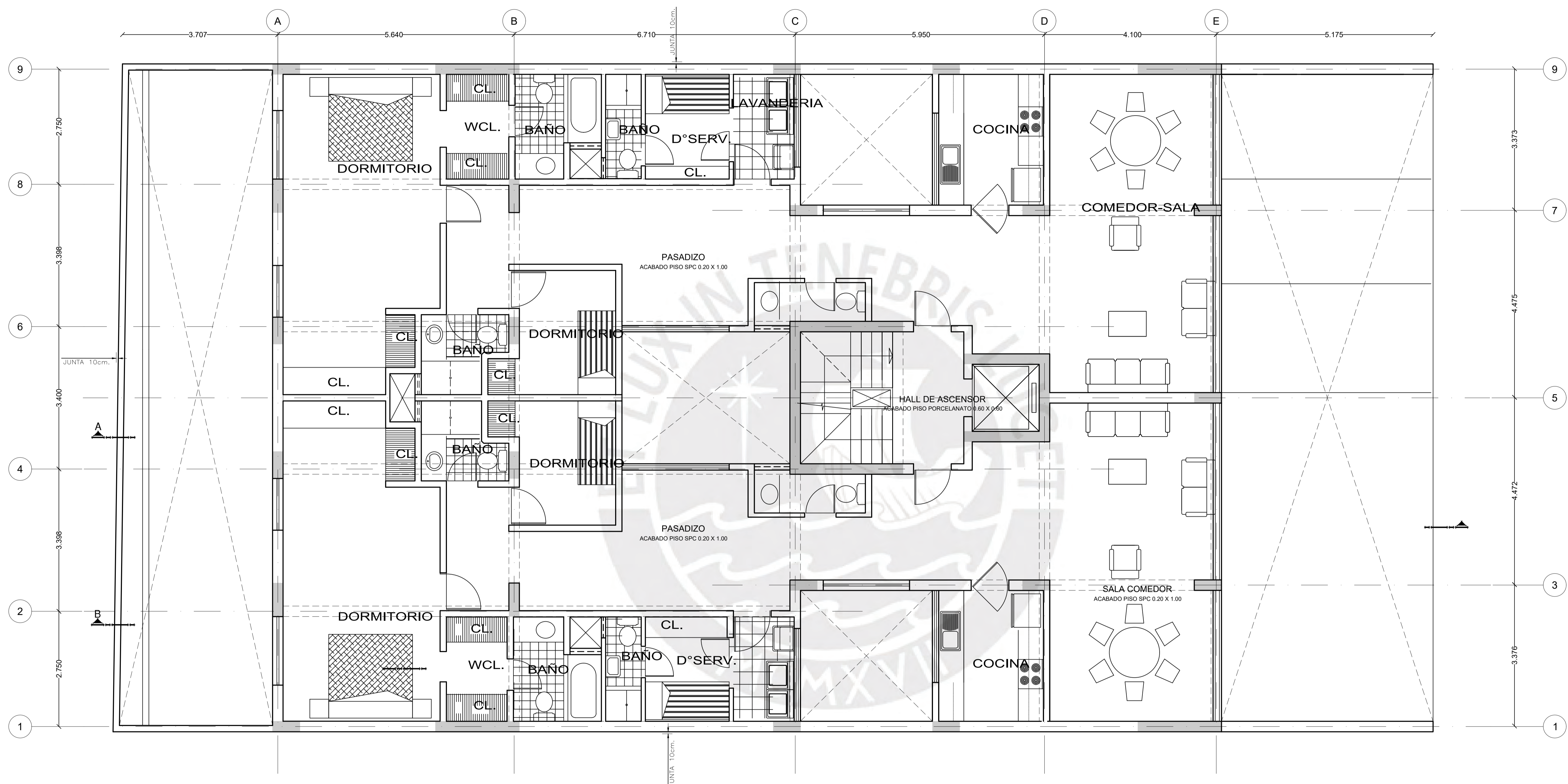
ANEXO 1: PLANO DE ARQUITECTURA PRELIMINAR



PLANTA PRIMER PISO
 ESC 1/50

Proyecto:		Edificio Multifamiliar de 6 pisos
Propietario:		Pontificia Universidad Católica del Perú
Plano:	Planta - Primer Piso	Lámina:
Responsables:		Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño
Fecha:	16/06/25	Escala:
		1/50

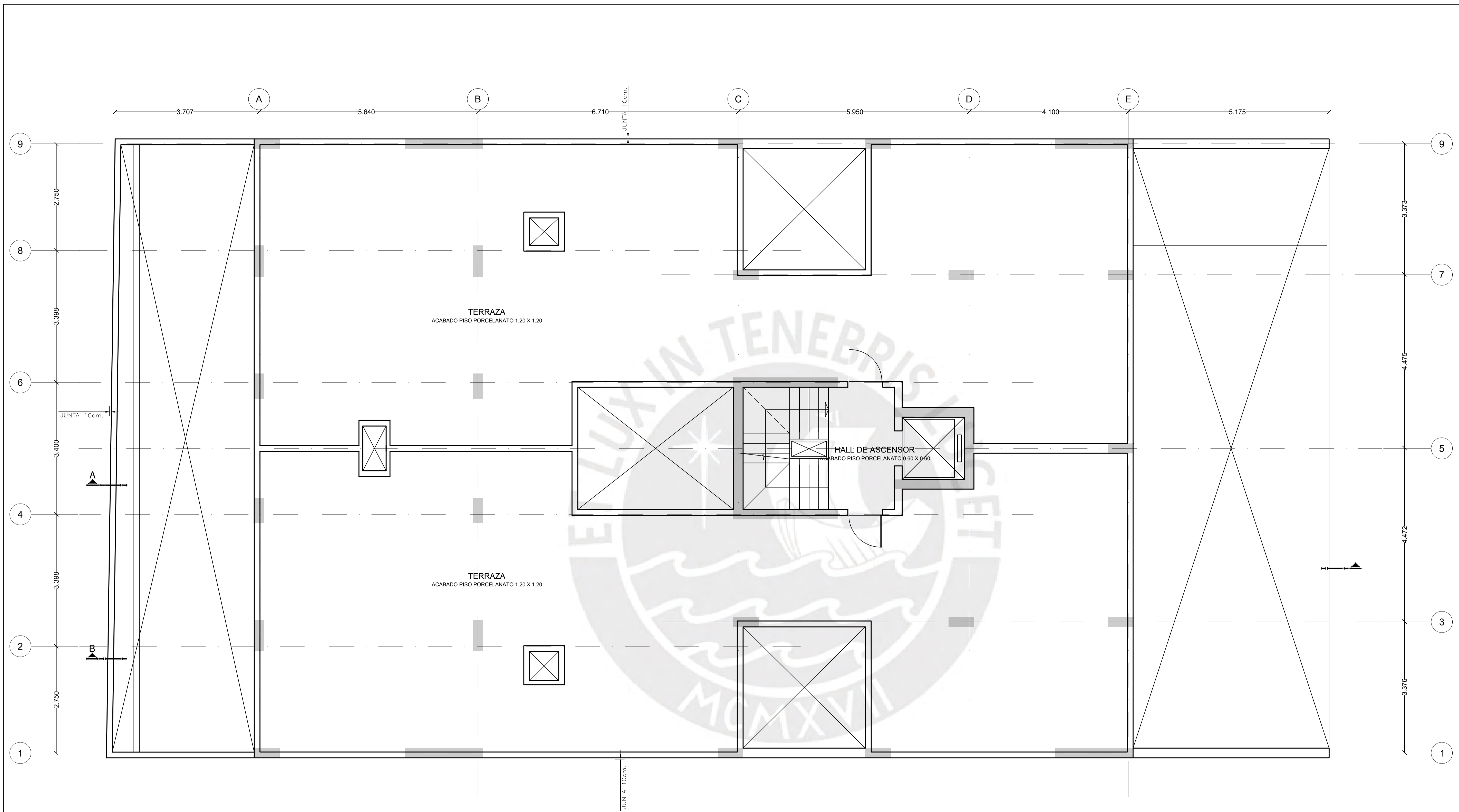
A-01



PLANTA PISO TÍPICO (2DO AL 6TO)
 ESC 1/50

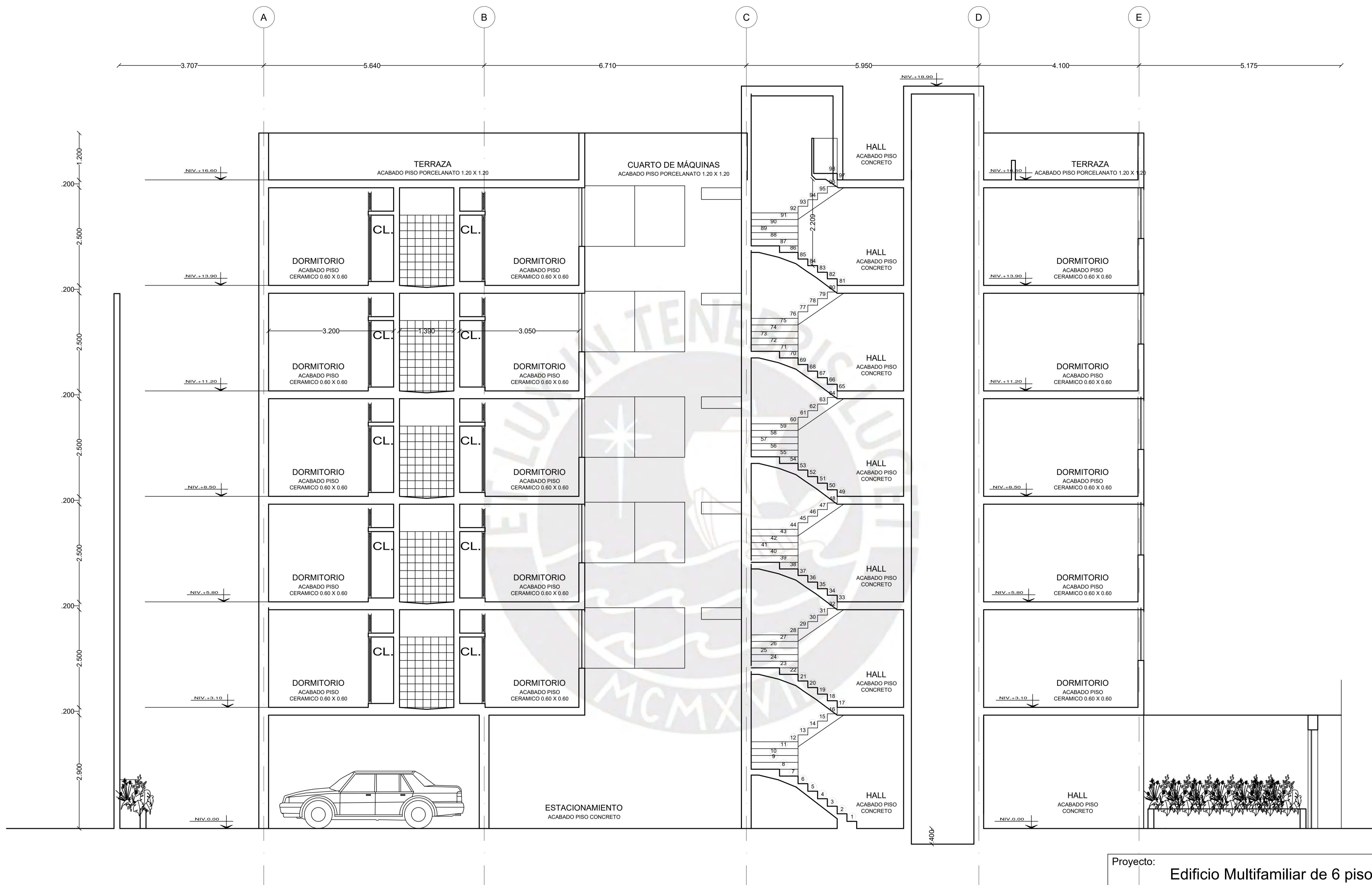
Proyecto:		Edificio Multifamiliar de 6 pisos
Propietario:		Pontificia Universidad Católica del Perú
Plano:	Planta - Piso Típico (2do al 6to)	Lámina:
Responsables:		Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño
Fecha:	16/06/25	Escala:
		1/50

A-02



PLANTA AZOTEA
 ESC 1/50

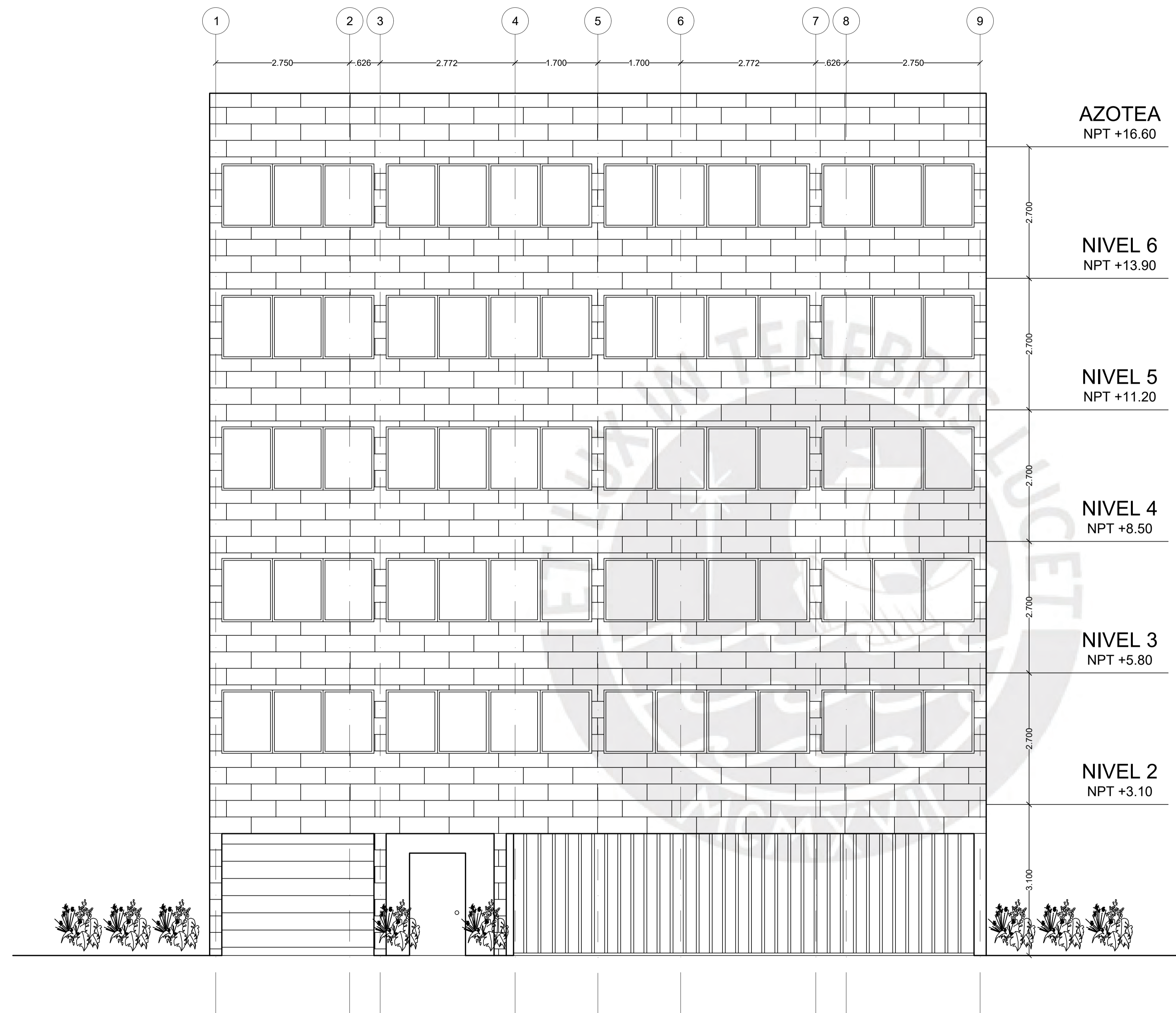
Proyecto:		Edificio Multifamiliar de 6 pisos
Propietario:		Pontificia Universidad Católica del Perú
Plano:	Planta - Azotea	Lámina:
Responsables:		Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño
Fecha:	16/06/25	Escala:
		1/50
		A-03



CORTE A-A
 ESC 1/50

Proyecto:		Edificio Multifamiliar de 6 pisos
Propietario:		Pontificia Universidad Católica del Perú
Plano:	Corte A-A	Lámina:
Responsables:		Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño
Fecha:	16/06/25	Escala:
		1/50

A-04



ELEVACIÓN PRINCIPAL
 ESC 1/50

Proyecto:		Edificio Multifamiliar de 6 pisos
Propietario:		Pontificia Universidad Católica del Perú
Plano:	Elevación Principal	Lámina:
Responsables:		Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño
Fecha:	16/06/25	Escala:
		1/50
		A-05



ANEXO 2: PLANO DE ESTRUCTURAS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO
Losas, columnas y vigas:
f_c=210 kg/cm², (21 MPa)

ACERO DE REFUERZO
f_y= 4,200 kg/cm², ASTM - 615 - G60
Recubrimientos mínimos al estribo:
Losa 20 mm
Vigas 40 mm

ALBAÑILERÍA
La unidad de albañilería será de arcilla o sílico-calcárea o de concreto. Su tipo, su ancho y si debe ser sólida (maciza) o puede ser hueca (perforada) se indica en los planos. En el Cuadro 3 de estas especificaciones se indican las exigencias para cada tipo de unidad de albañilería.

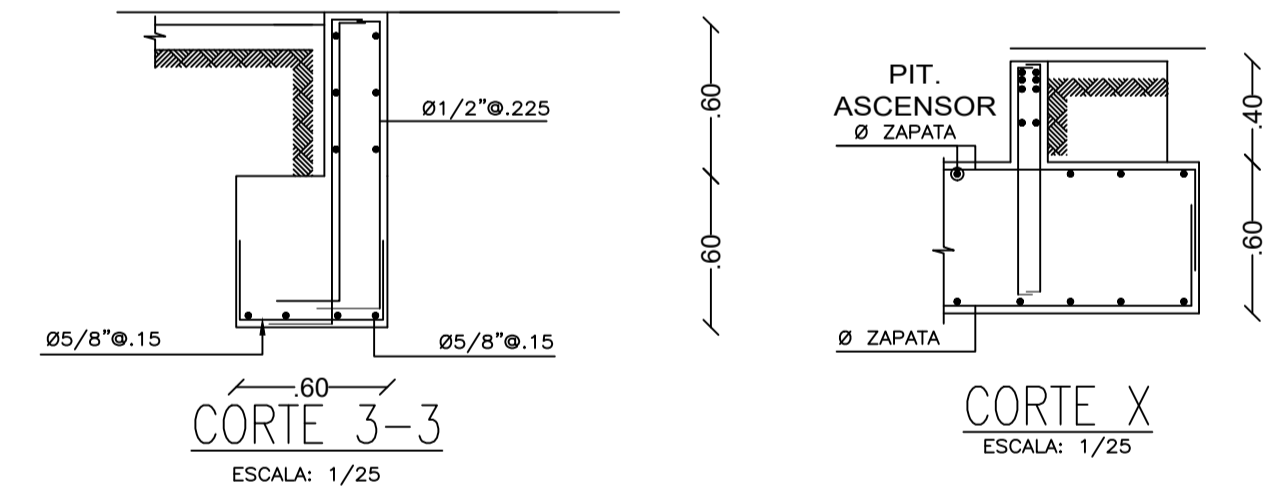
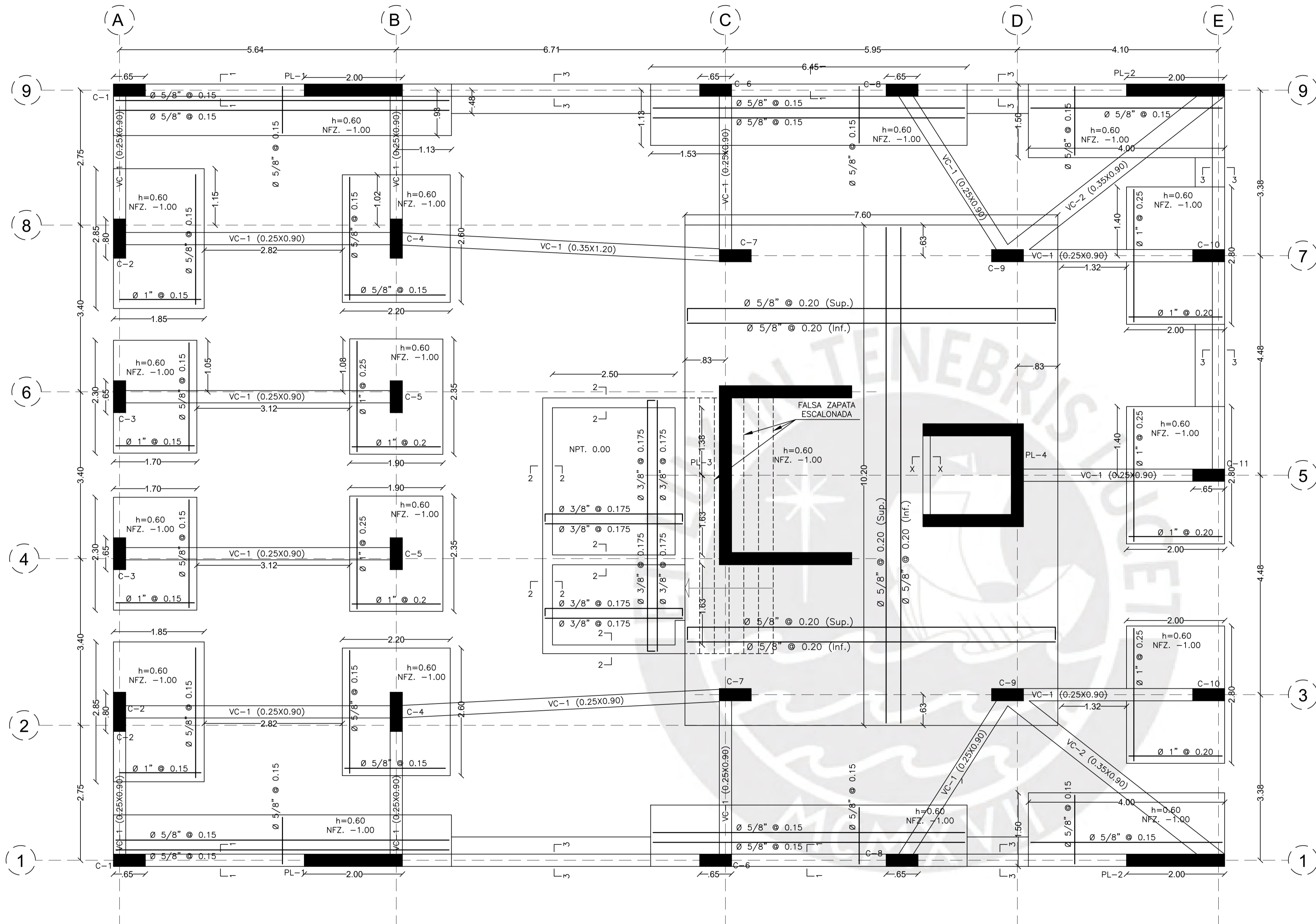
El cemento será Portland Tipo I o IP, excepto cuando se indica otro tipo en los planos.
La cal será hidratada preferiblemente normalizada de acuerdo a la norma ITINTEC. Como mínimo no más del 1% quedará retenida en la malla No. 200

La arena será natural, limpia, que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, esquistas, ócalis, ácidos, materia orgánica, greda u otras sustancias dañinas. Su granulometría se encontrará dentro de los límites siguientes:

Malla No.	% que pasa
4	100
8	95-100
100	Máx. 25 - Mín. 5
200	Máx. 10

RECUBRIMIENTOS LIBRES

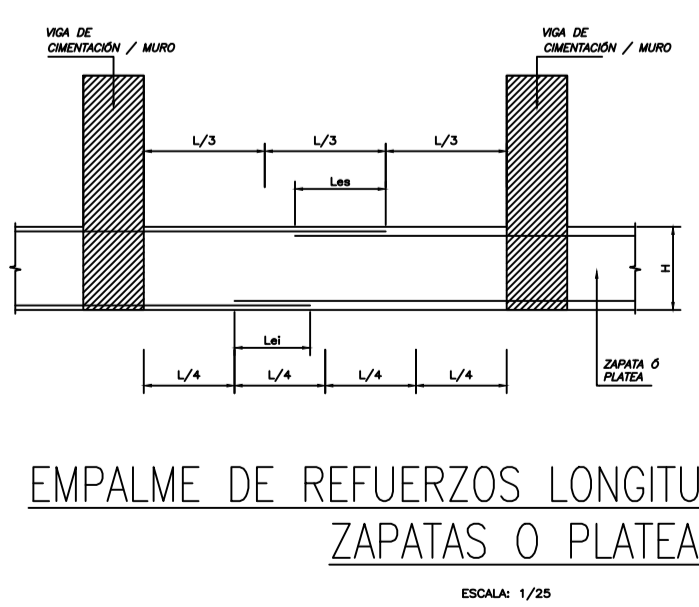
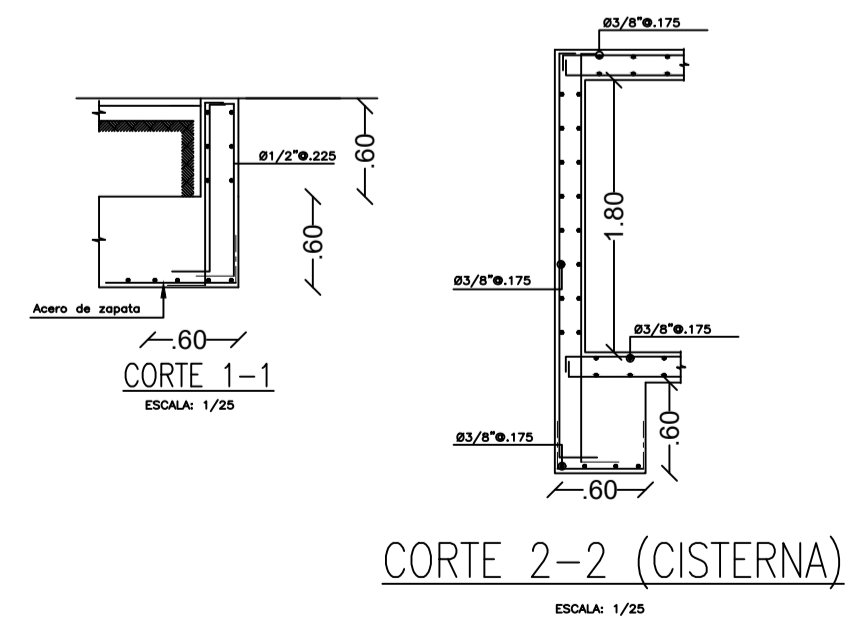
ZAPATAS 7.5 cm.
MUROS..... 4.0 cm. (CARAS EN CONTACTO CON TERRENO o' AGUA)
3.0 cm. (CARAS SECAS)
COLUMNAS Y VIGAS 4.0 cm.
ALIGERADOS Y LOSAS .. 3.0 cm.
MORTERO CEMENTO - ARENA 1:4



CIMENTACIONES
SC=200 KG/M2
ESC 1/50

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

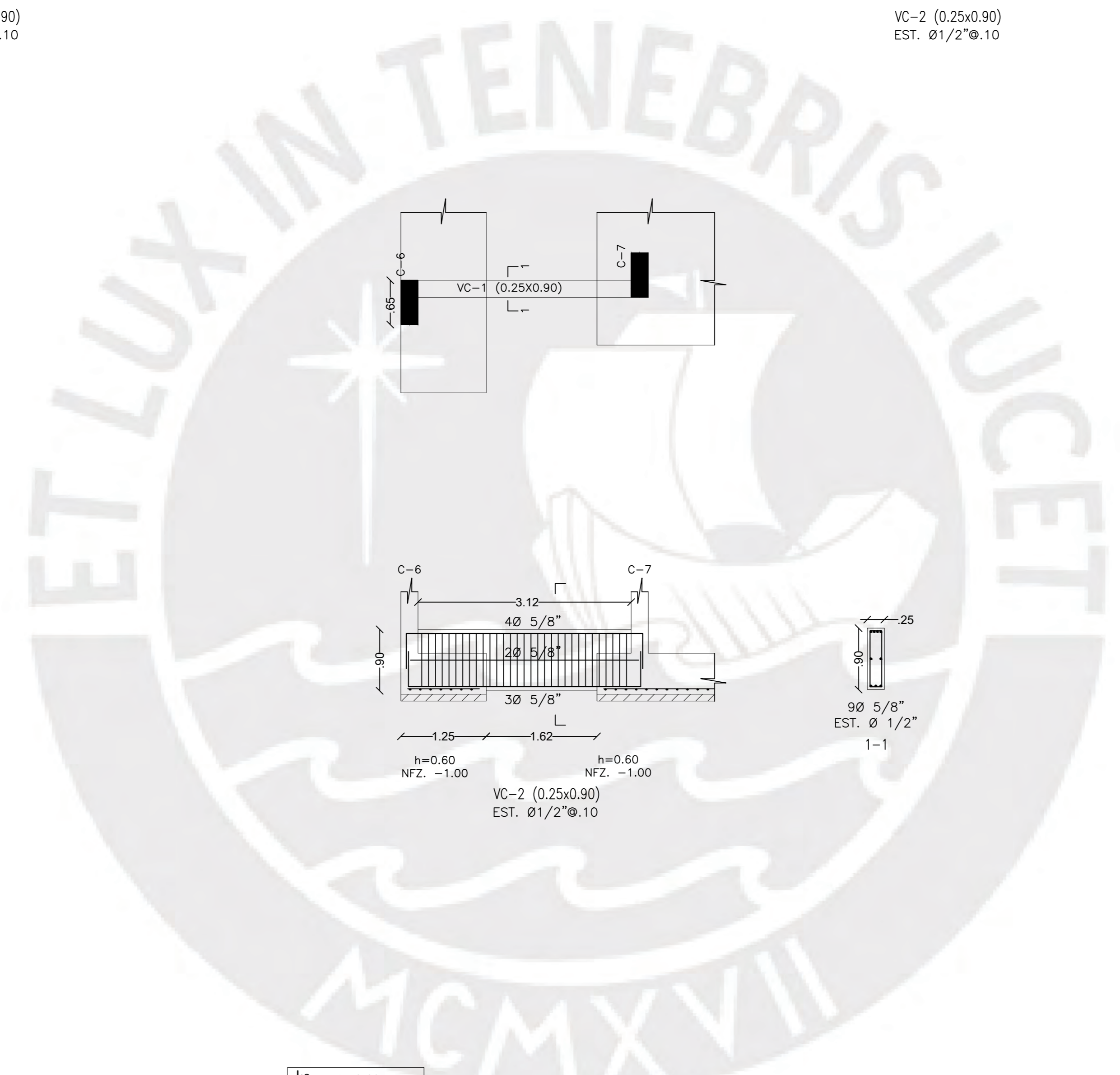
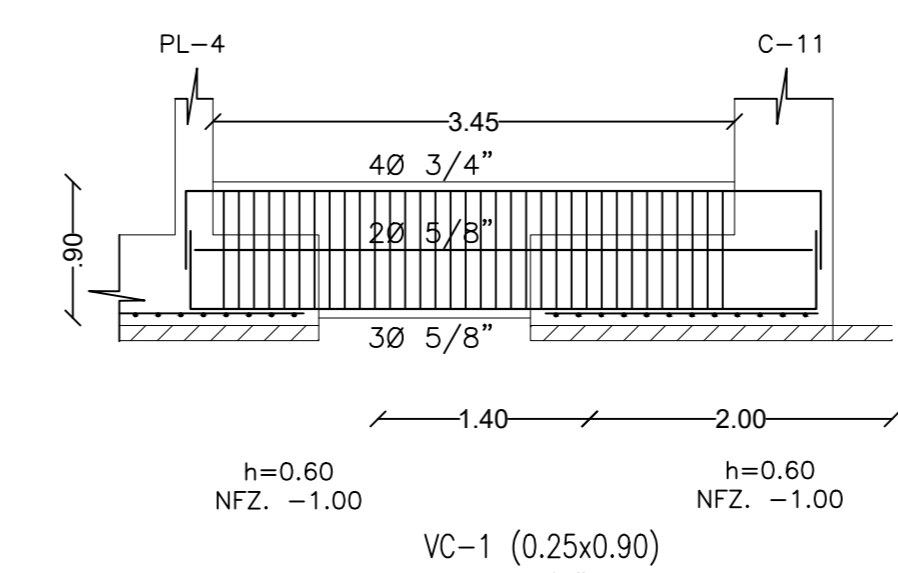
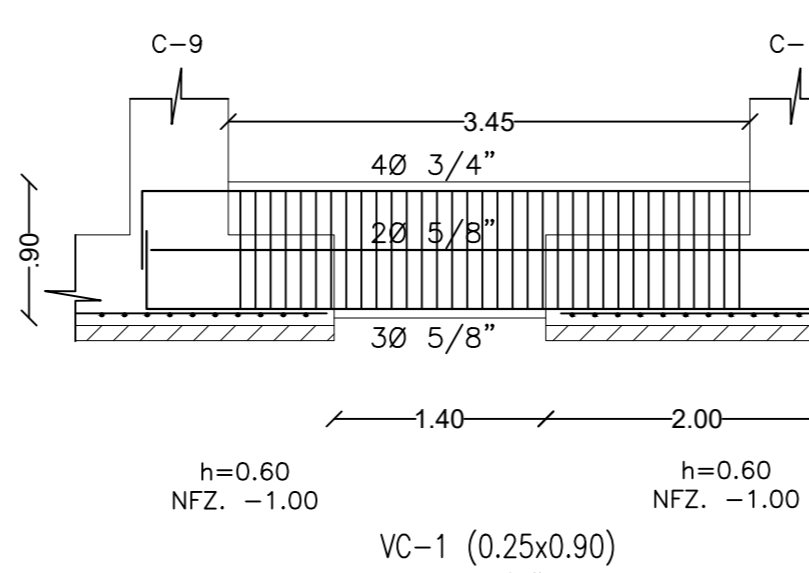
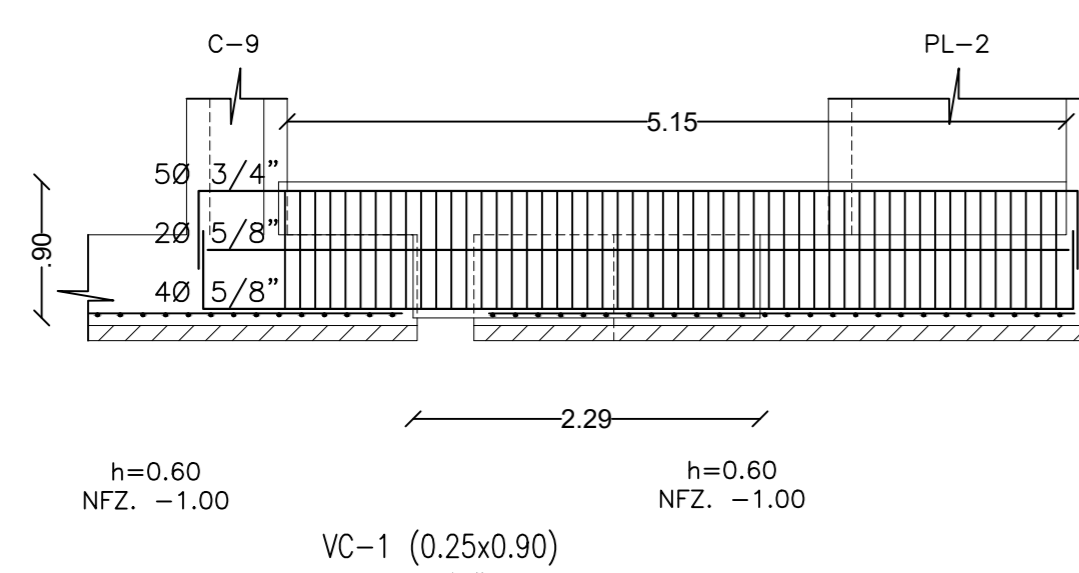
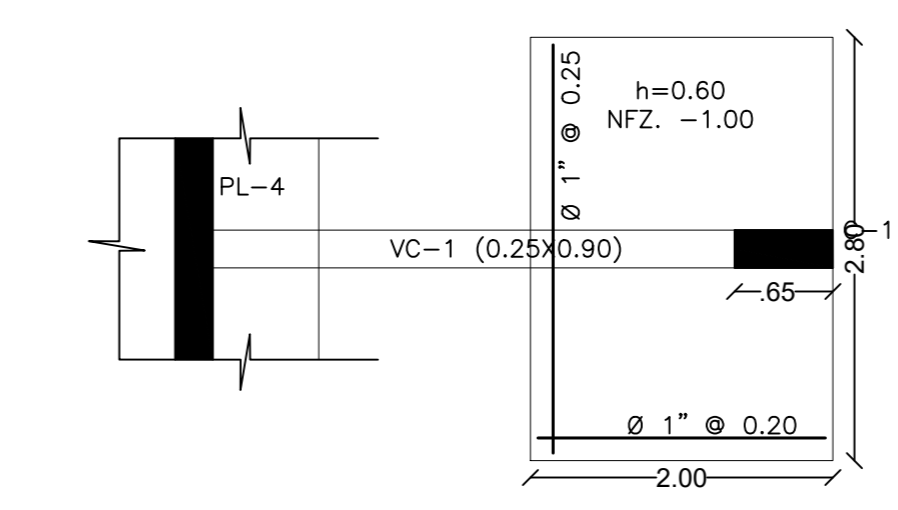
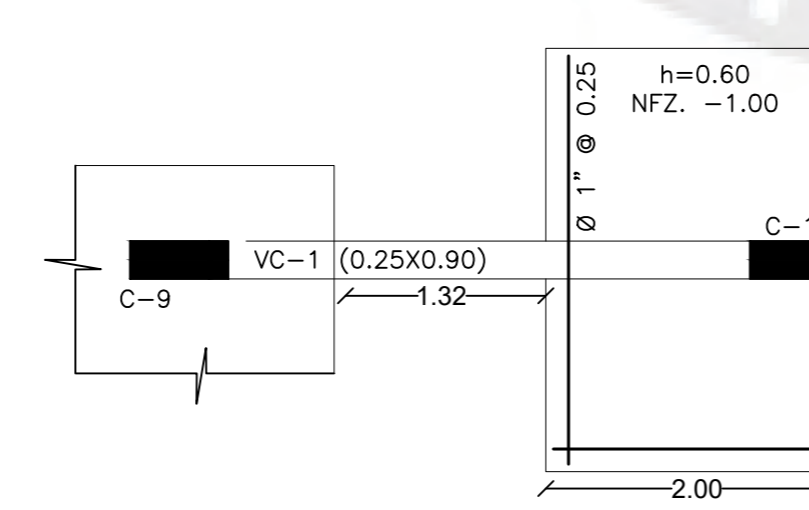
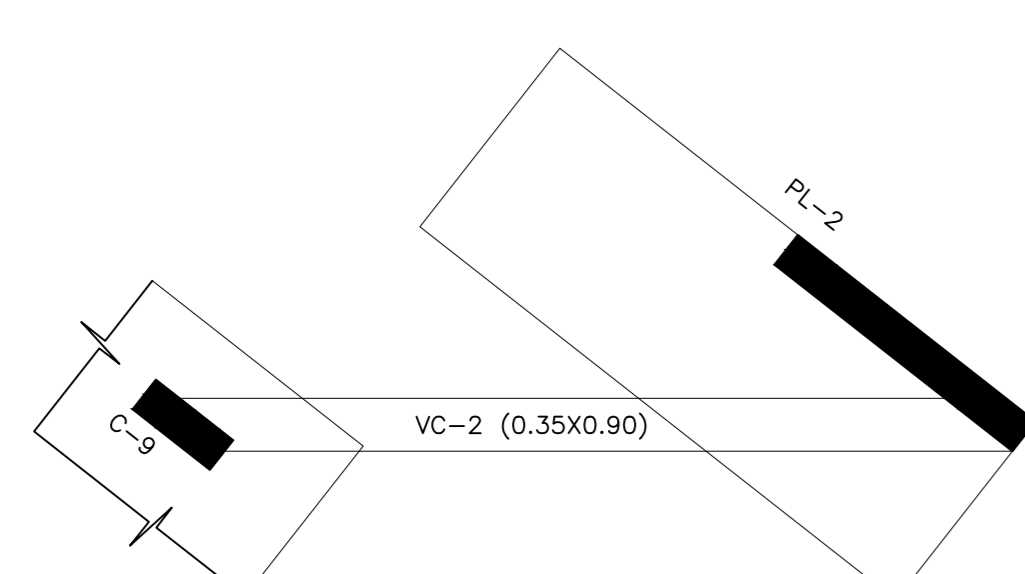
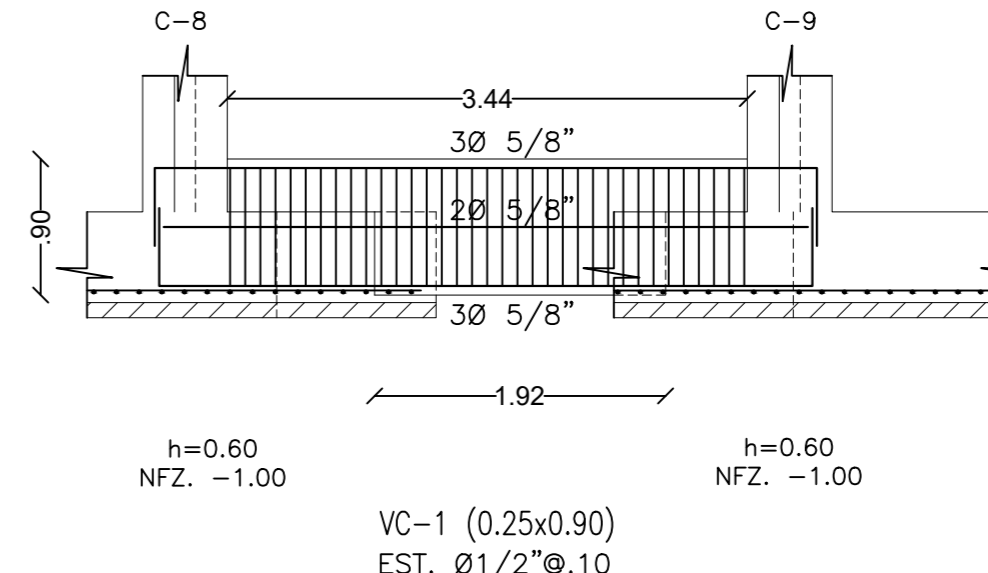
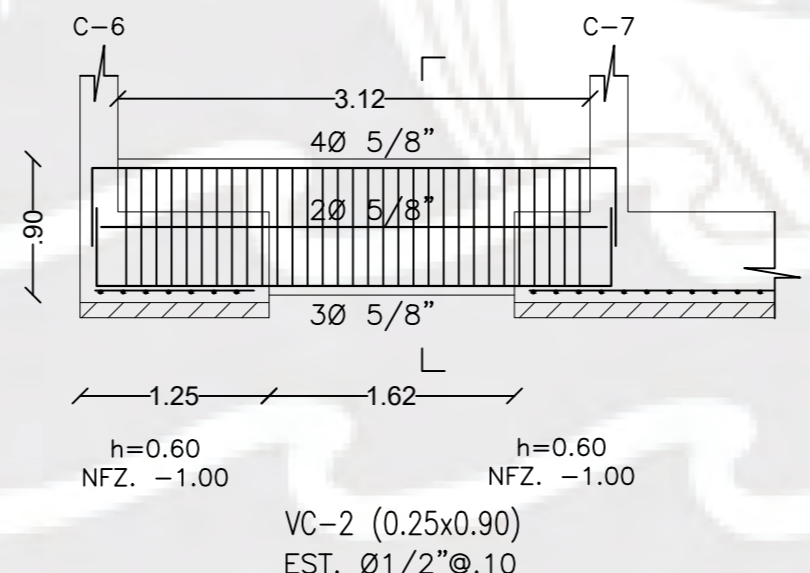
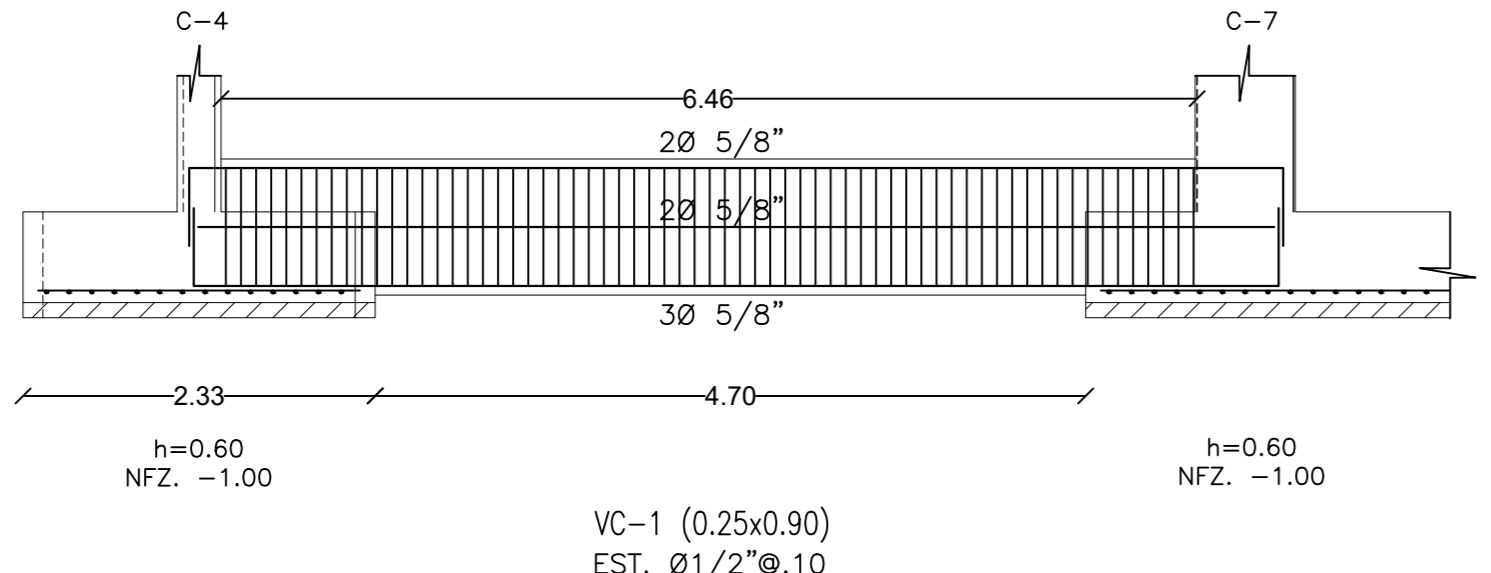
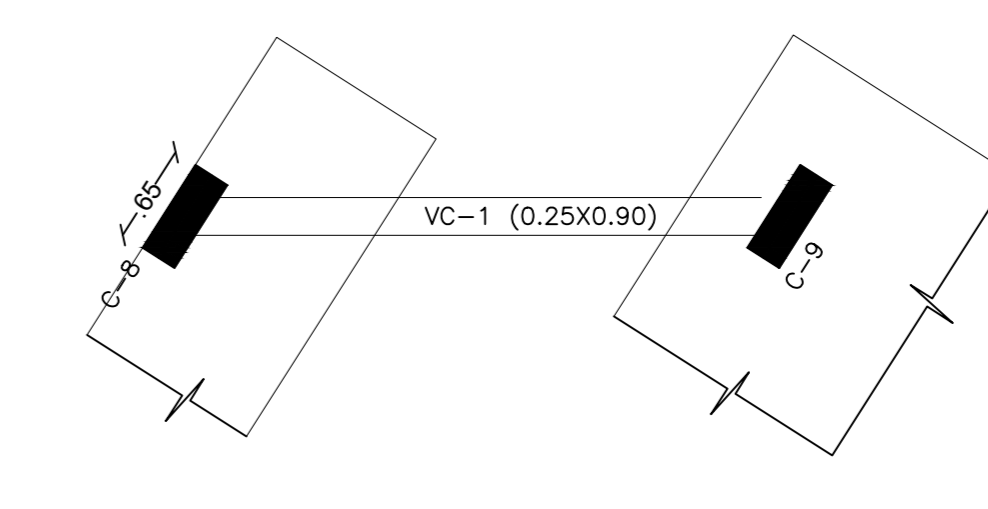
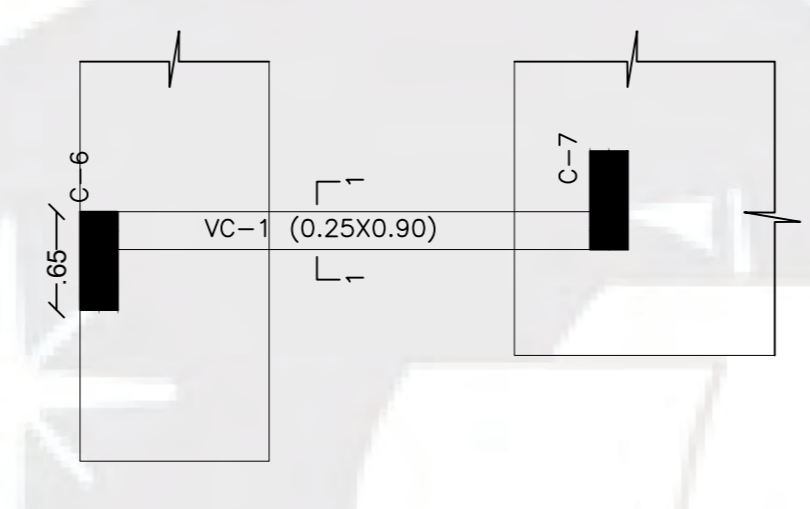
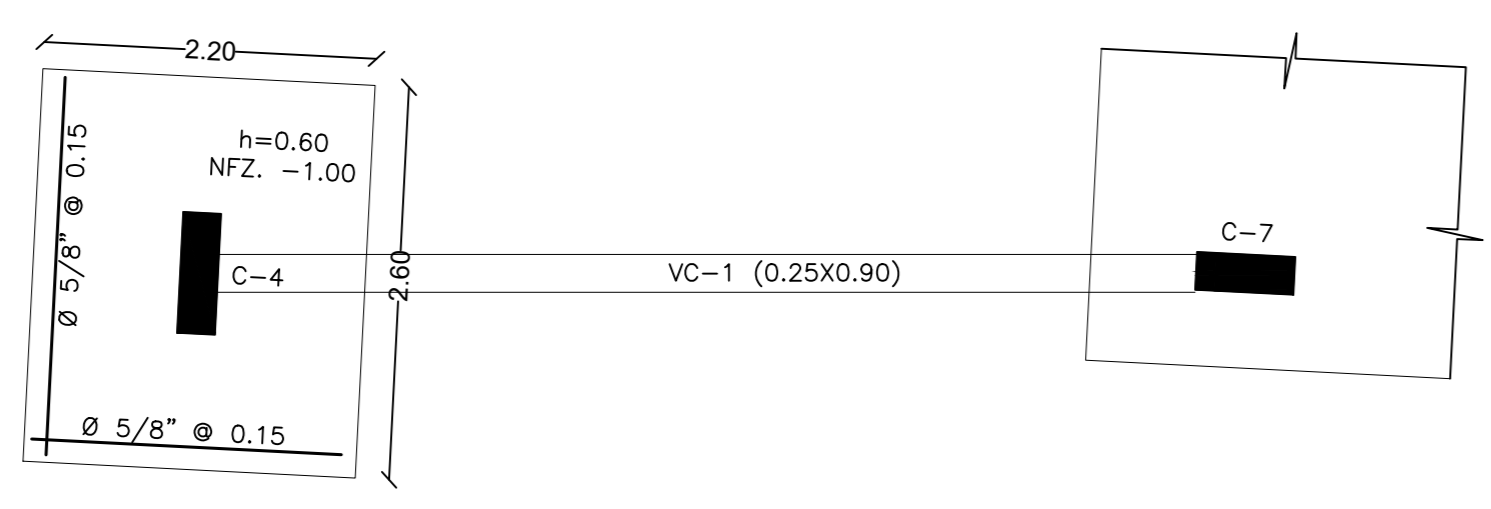
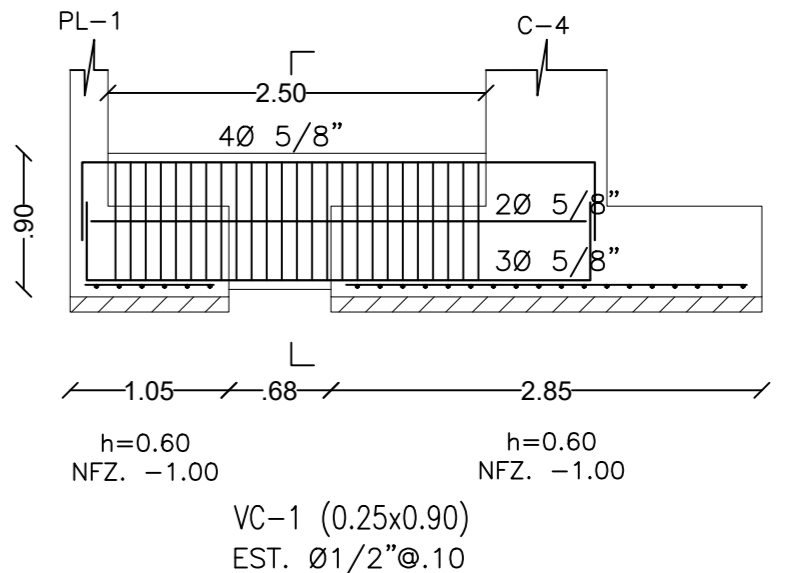
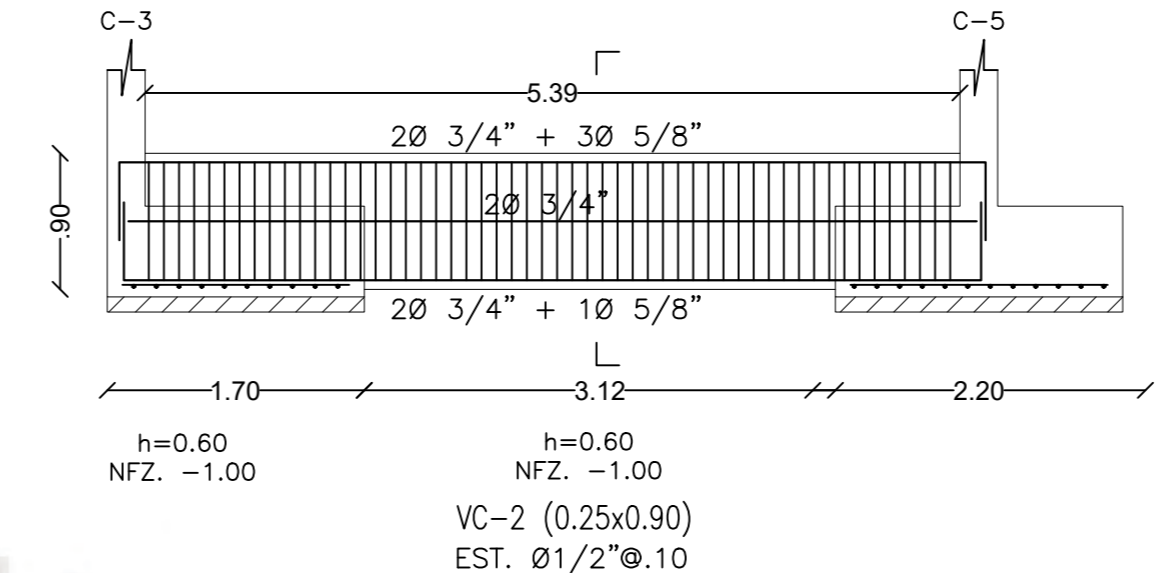
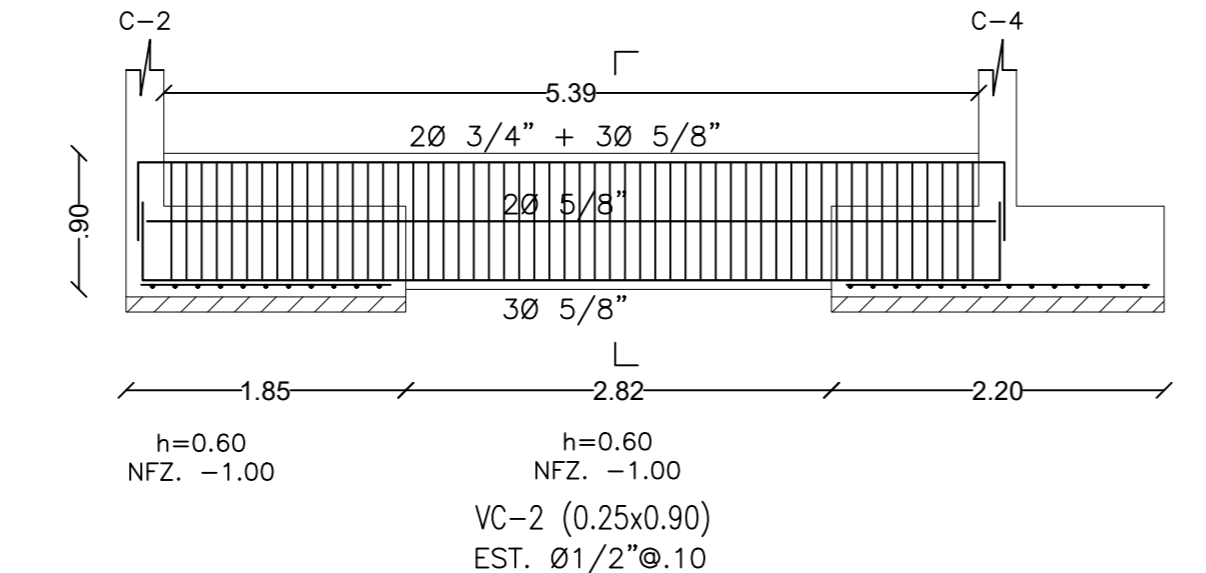
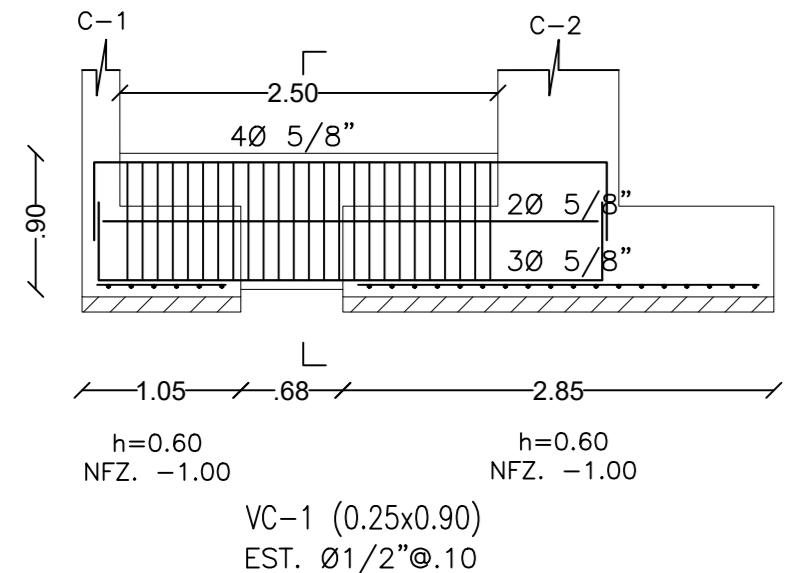
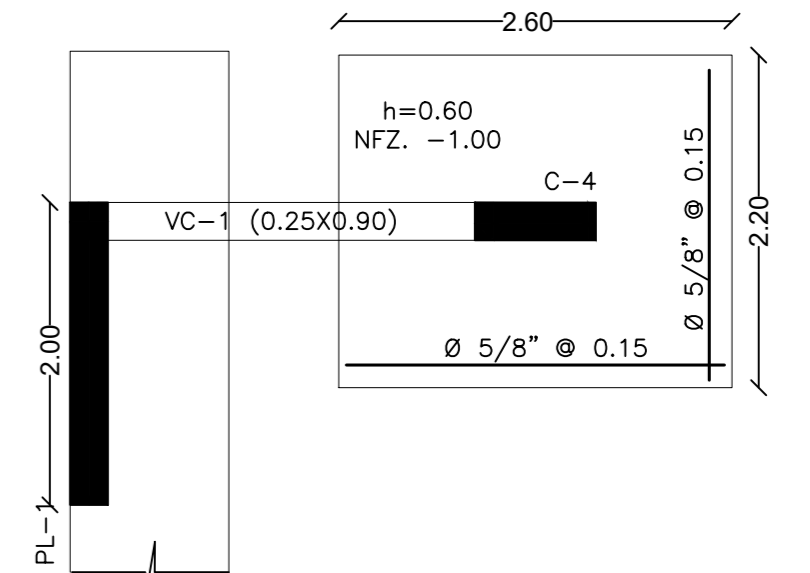
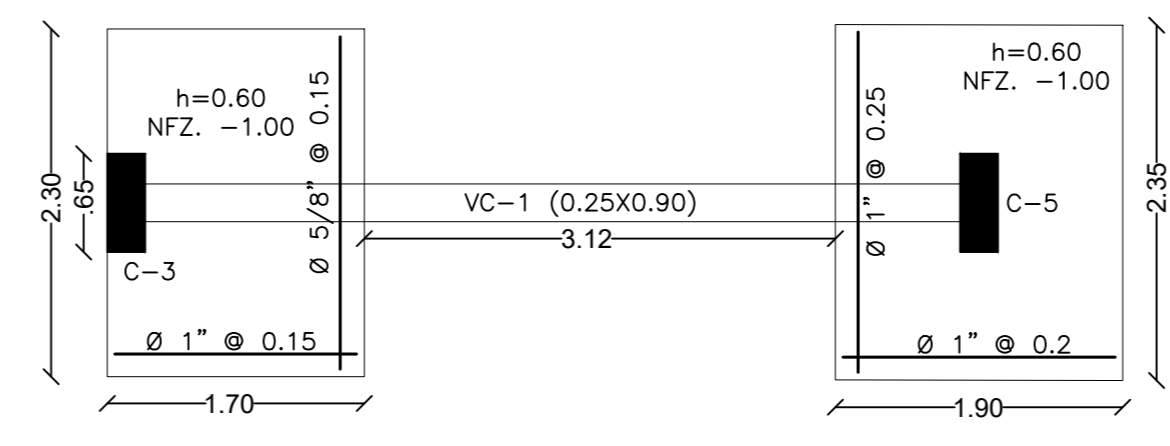
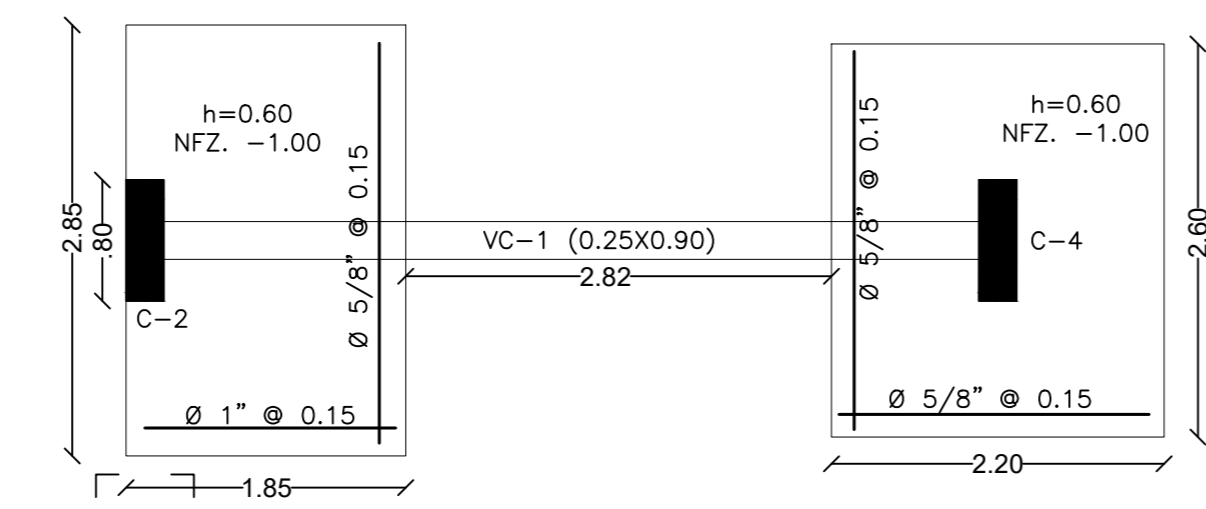
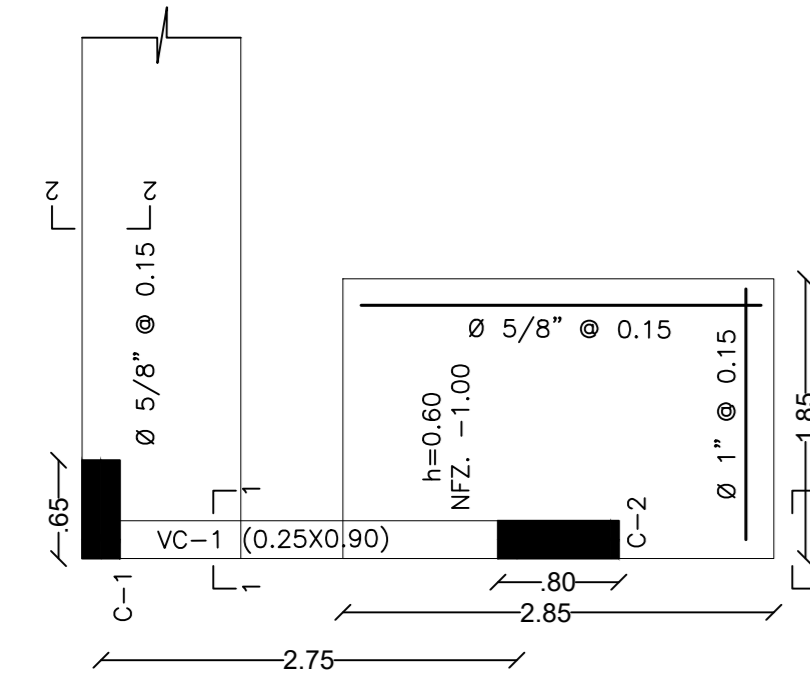
Tipos de cimentación: Cimentación Corrida empleando zapatas combinadas y/o aisladas, con el empleo de cimientos convencionales con sus muros perimetrales de contención.	Capacidad Portante Admisible: 3.00 kg/cm ²
Estrato de Apoyo de la Cimentación: Suelo gravoso denominado como un GP con arena	Factor de Seguridad por Corte: 3
Profundidad de la napa freática: Hasta la profundidad excavada no se encontró en la fecha de excavación 30 de septiembre del 2022	Asentamiento Diferencial: 0.90 cm
Profundidad de Cimentación: 1.40 mts hacia abajo contados a partir del piso terminado del último sótano a construirse	Coefficiente Activo Estático: KA=0.31
	Ángulo de fricción interna: 33°



Line (m)	Ref. (m)
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90
1"	1.15
1-1/4"	1.50

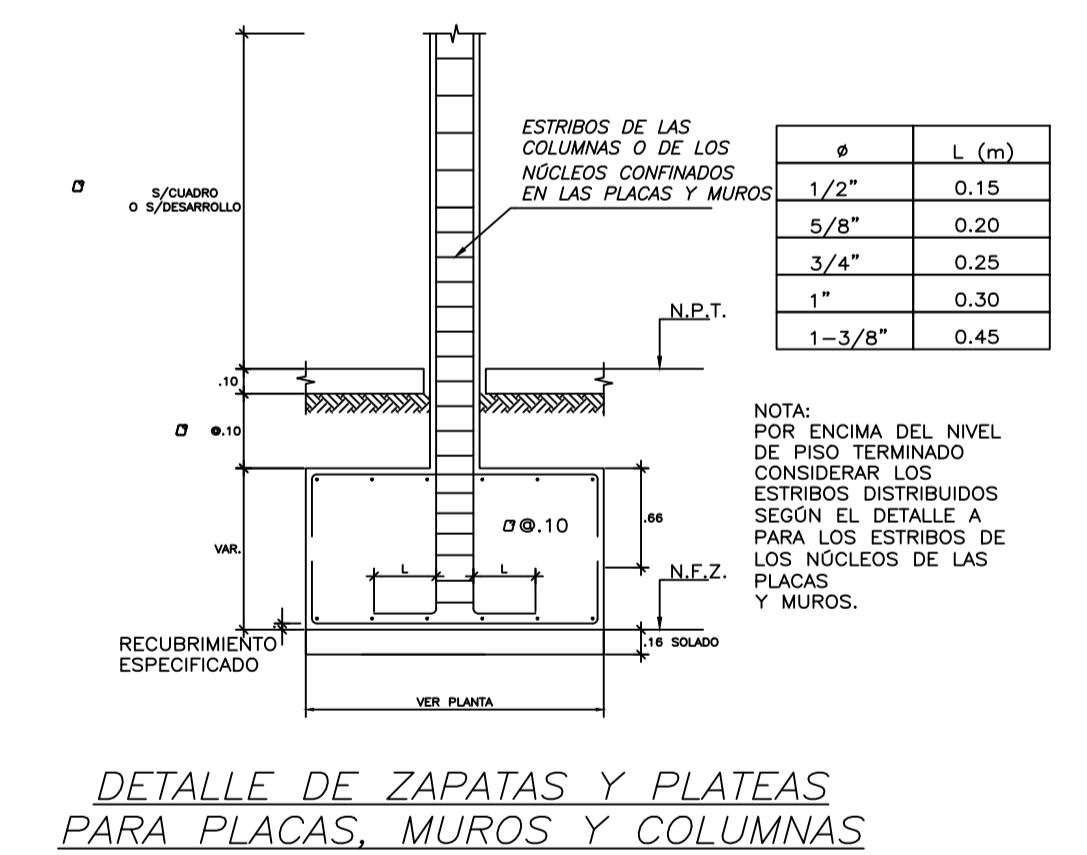
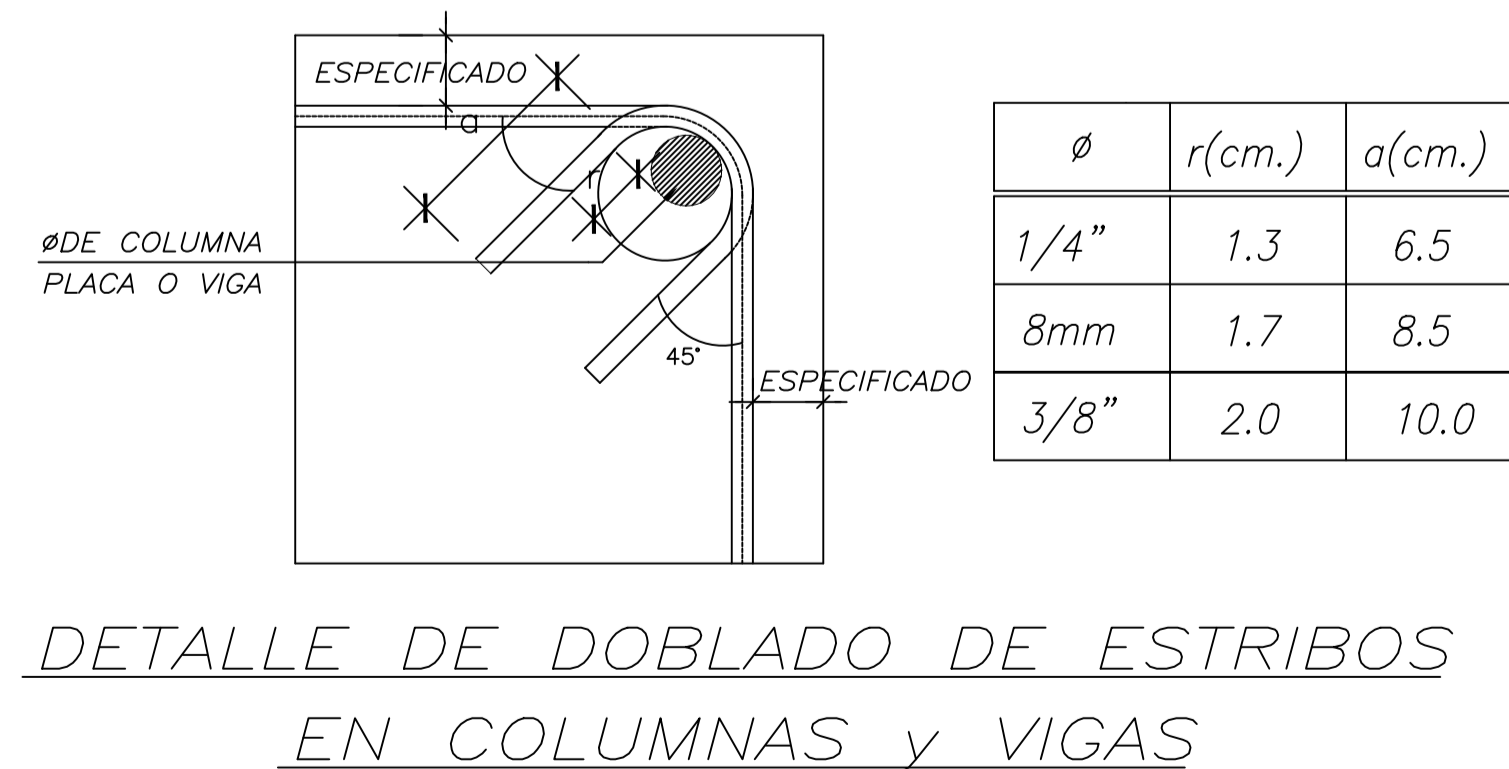
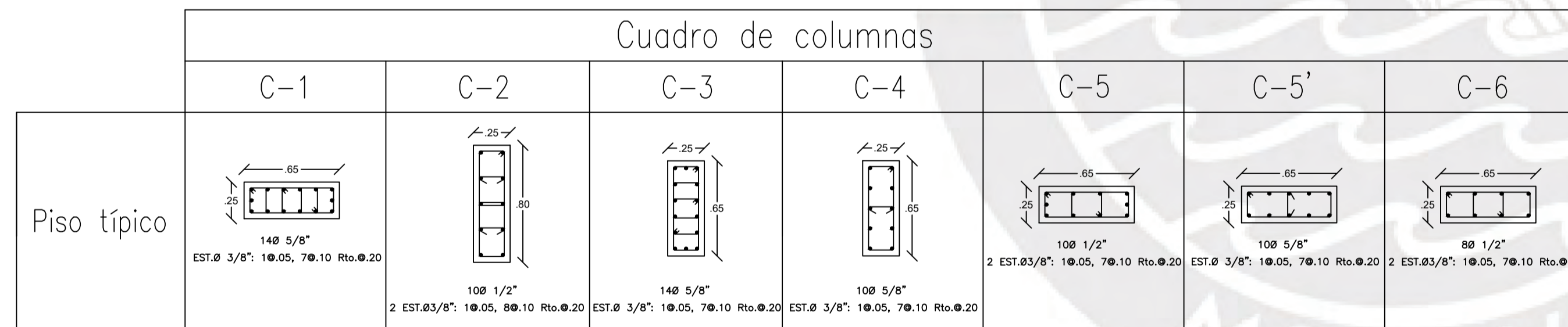
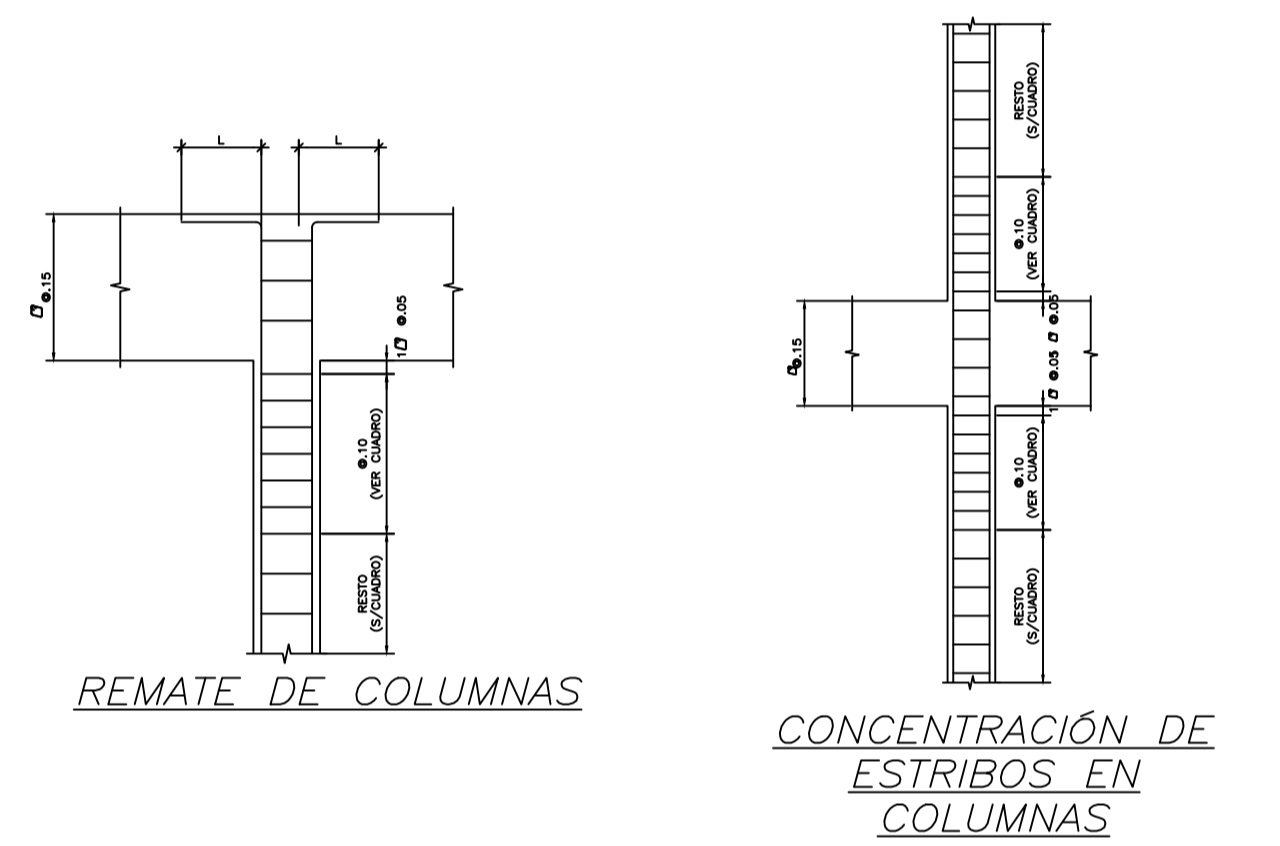
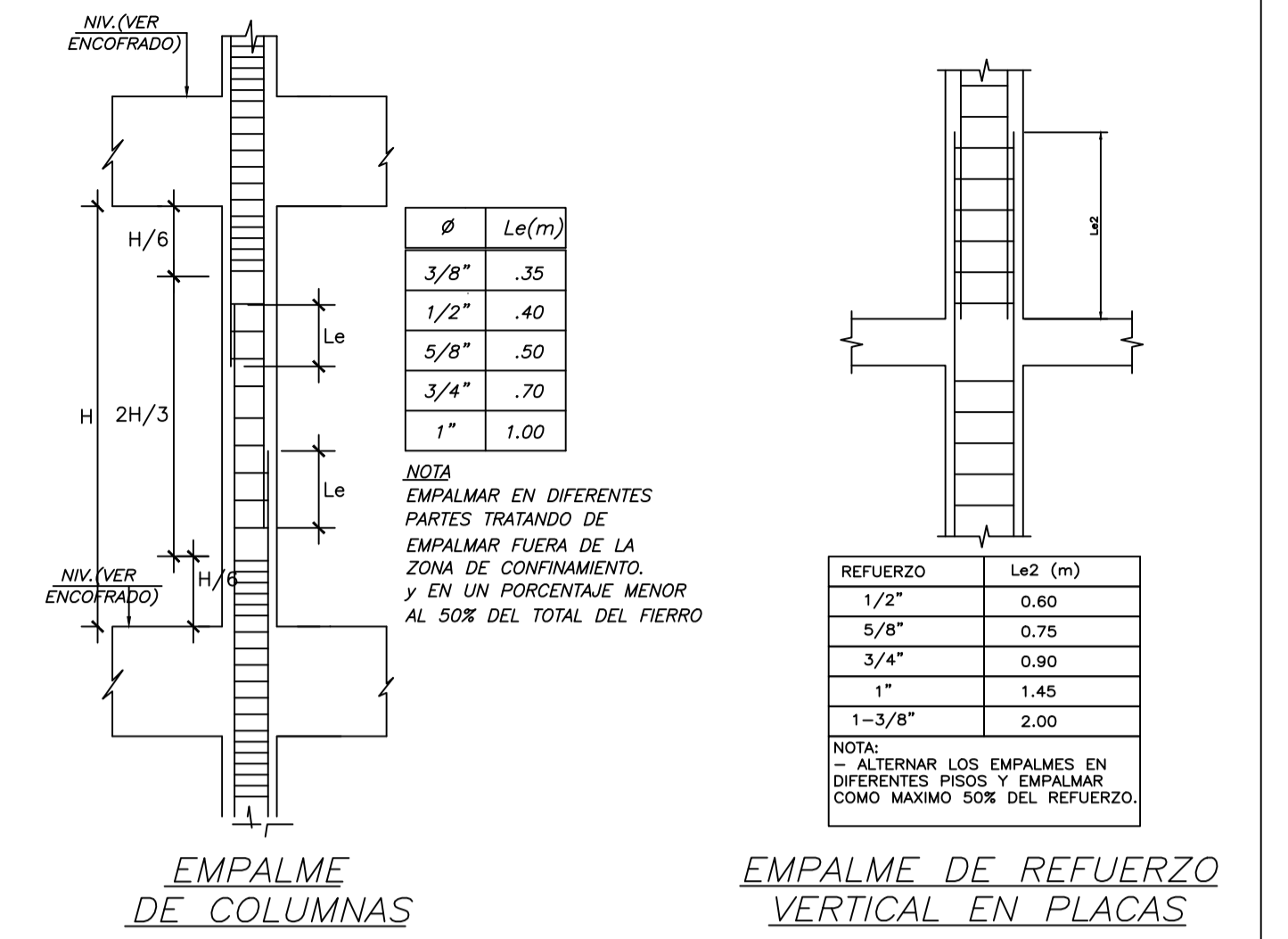
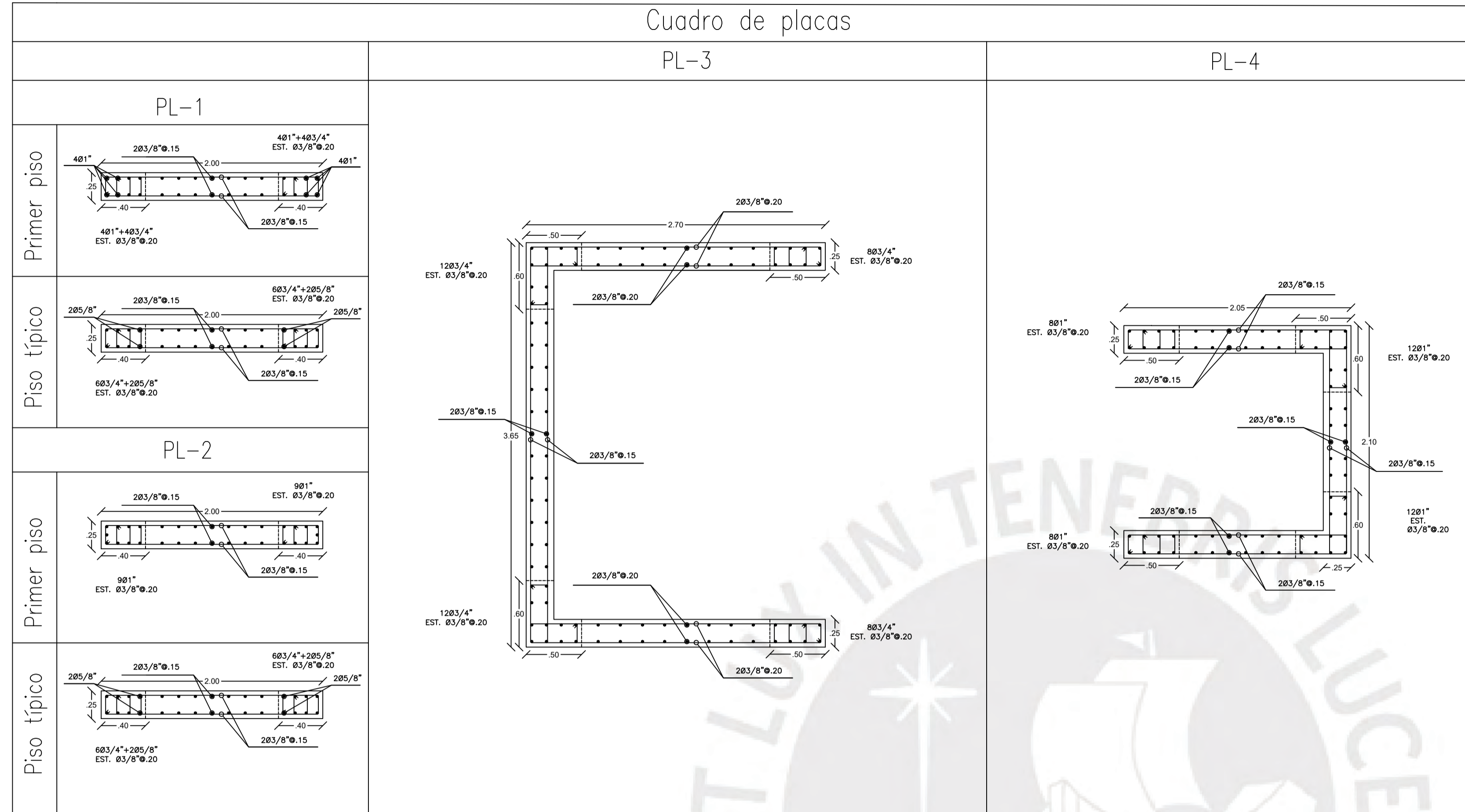
Proyecto:	Edificio Multifamiliar de 6 pisos	
Propietario:	Pontificia Universidad Católica del Perú	
Plano:	Cimentaciones	Lámina:
Responsables:	Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño	
Fecha:	19/06/25	Escala:
		1/50

E-01



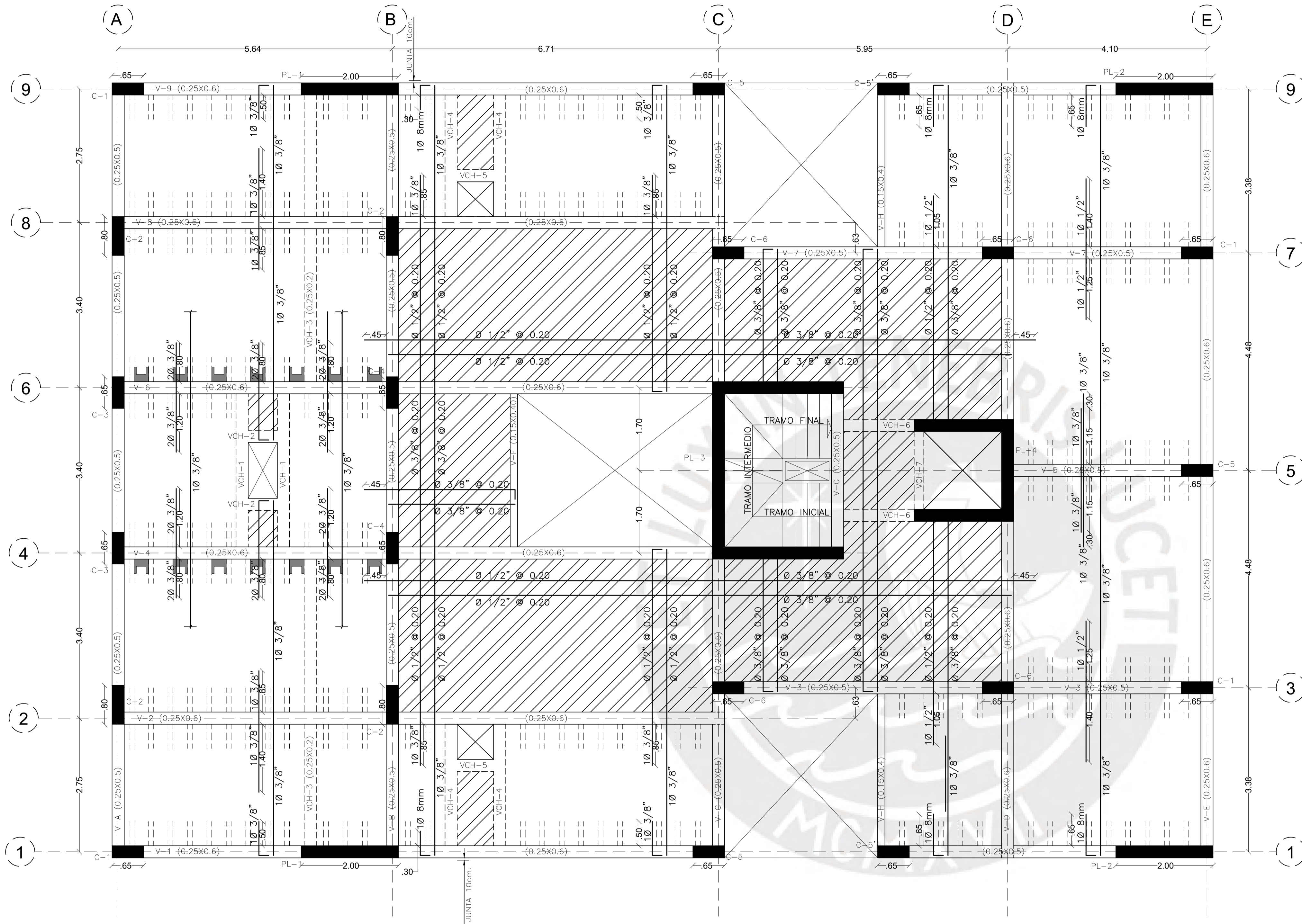
Proyecto:		Edificio Multifamiliar de 6 pisos
Propietario:		Pontificia Universidad Católica del Perú
Plano:	Vigas de Cimentación	Lámina:
Responsables:		Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño
Fecha:	19/06/25	Escala:
		1/50

E-02



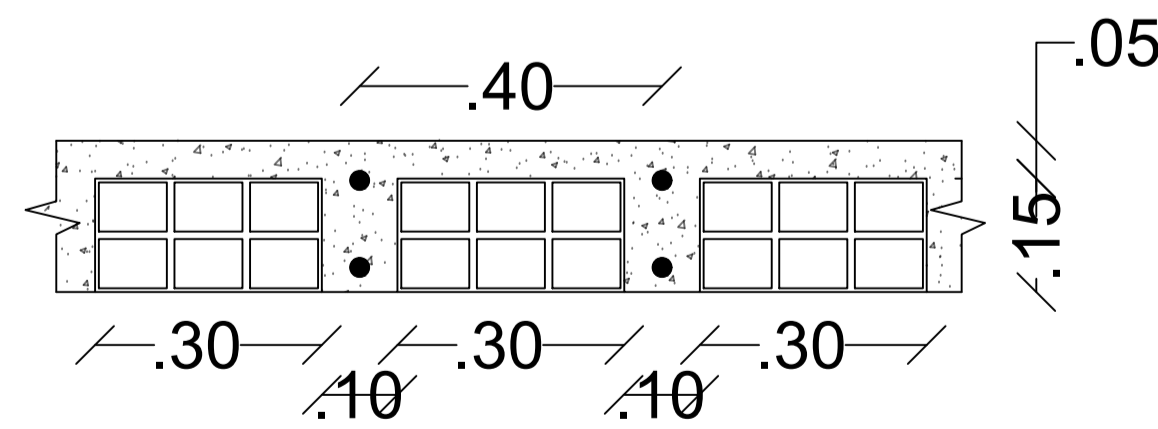
Proyecto: Edificio Multifamiliar de 6 pisos	
Propietario: Pontificia Universidad Católica del Perú	
Plano: Columnas y placas	Lámina:
Responsables: Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño	
Fecha: 19/06/25	Escala: 1/30

E-03

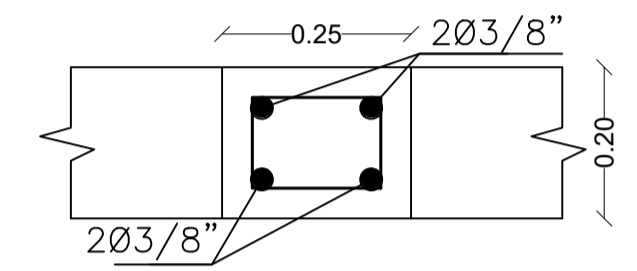


ENCOFRADO 1ER PISO Y PISO TÍPICO
 SC=200 KG/M2
 ESC 1/50

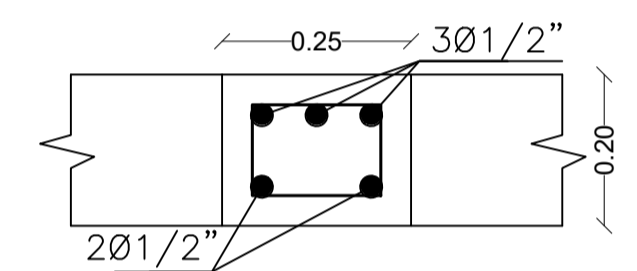
- LOSA MACIZA (h=0.20 m)
- LOSA ALIGERADA (h=0.20 m)



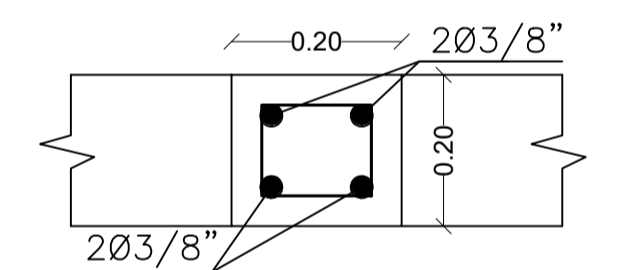
ALIG. 20 CM
 SECCIÓN DE ALIGERADO TÍPICO
 ESC 1/10



EST. Ø8mm: 1@.05; Rto.@.30
 VCH-1, 2, 4, 5, 6

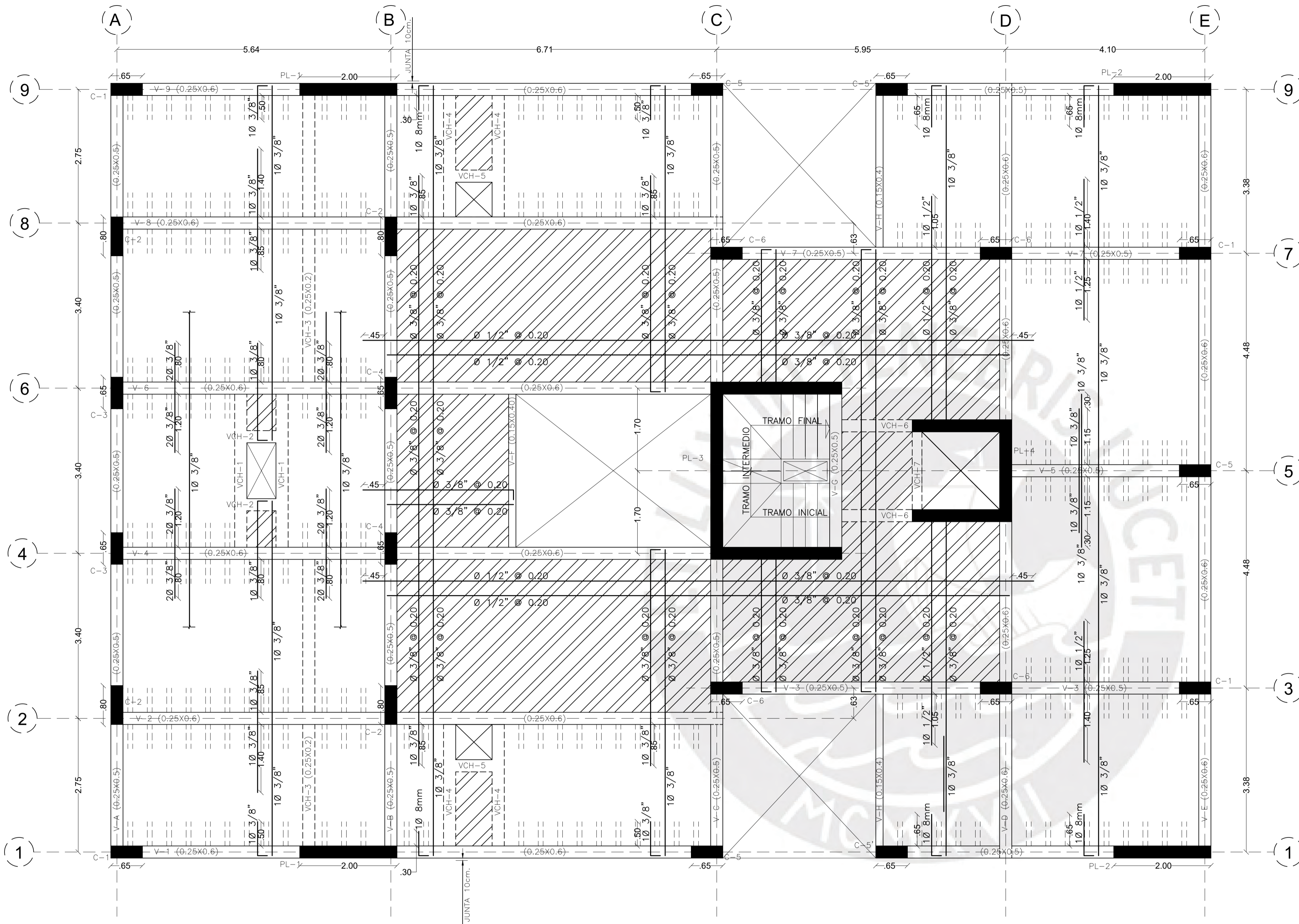


EST. Ø8mm: 1@.05; 4@.10;
 Rto.@.30
 VCH-3

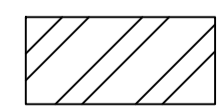
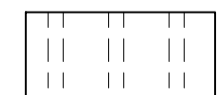


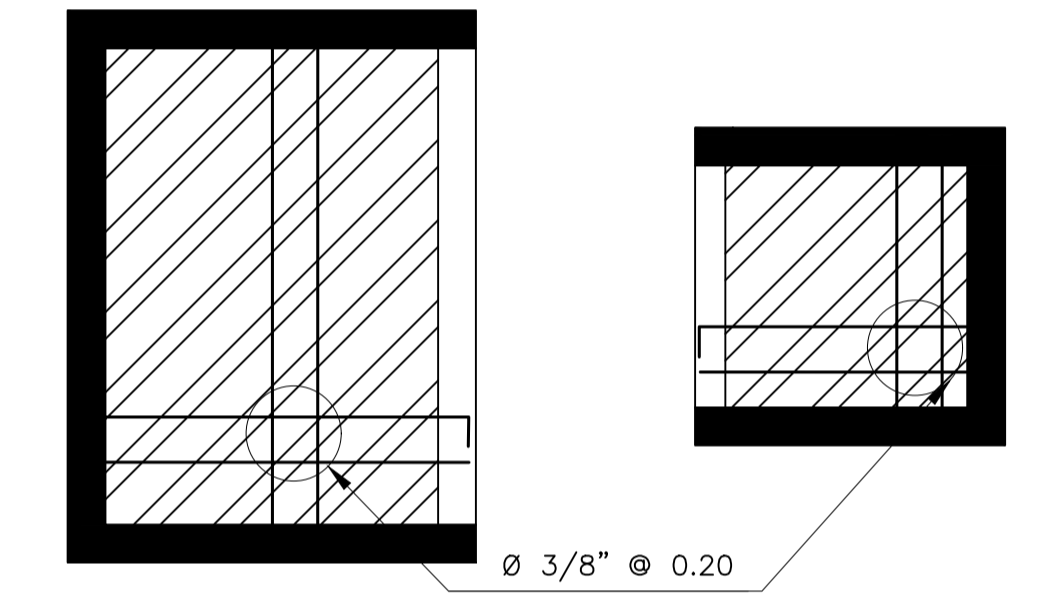
EST. Ø8mm: 1@.05; Rto.@.30
 VCH-7

Proyecto: Edificio Multifamiliar de 6 pisos		E-04
Propietario: Pontificia Universidad Católica del Perú		
Plano: Encofrados - Planta	Lámina:	
Responsables: Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño		
Fecha: 19/06/25	Escala: 1/50	



ENCOFRADO AZOTEA
 SC=100 KG/M2
 ESC 1/50

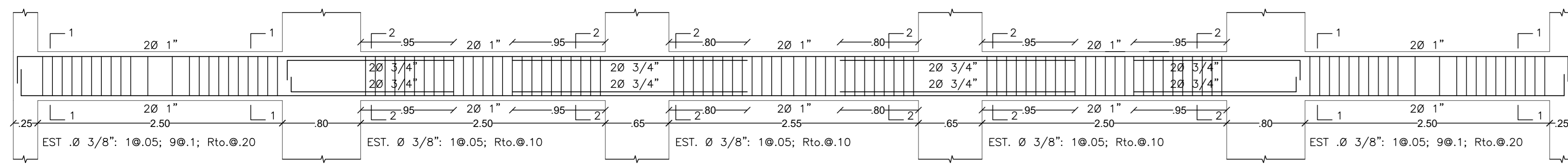
-  LOSA MACIZA (h=0.20 m)
-  LOSA ALIGERADA (h=0.20 m)



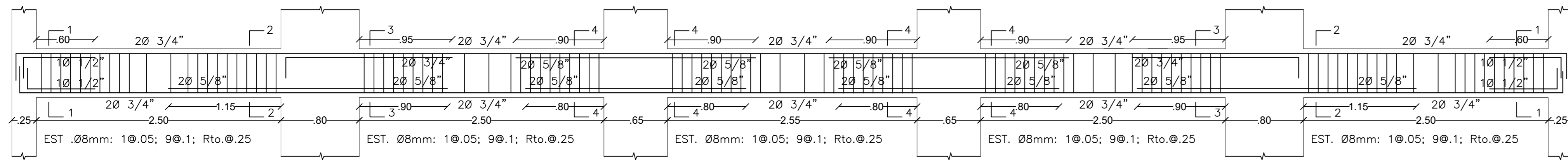
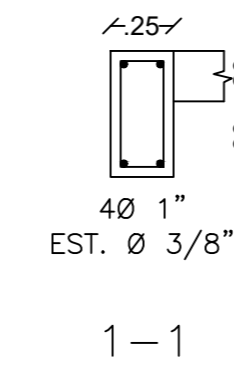
ENCOFRADO DE TECHO DE ESCALERA Y ASCENSOR
 SC=200 KG/M2
 ESC 1/50

Proyecto:		Edificio Multifamiliar de 6 pisos
Propietario:		Pontificia Universidad Católica del Perú
Plano:	Encofrados - Planta	Lámina:
Responsables:		Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño
Fecha:	19/06/25	Escala: 1/50

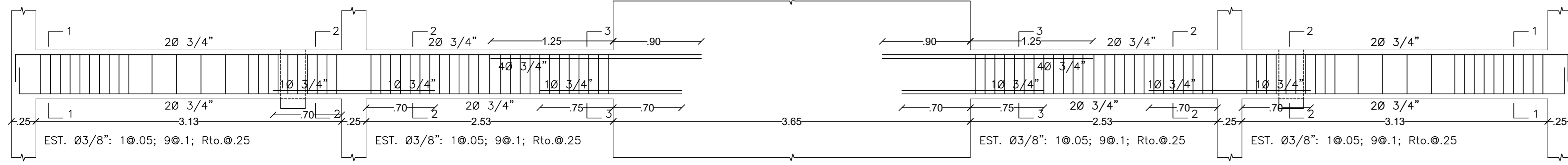
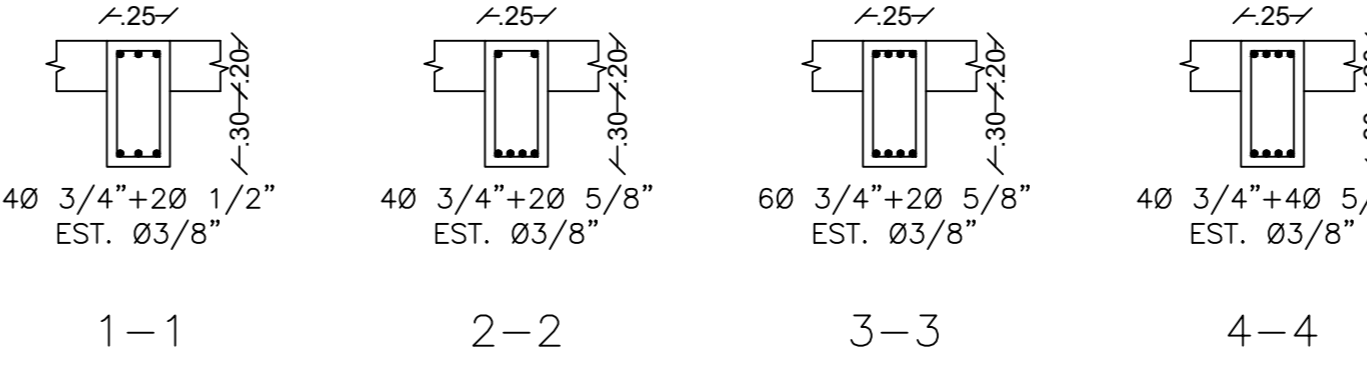
E-05



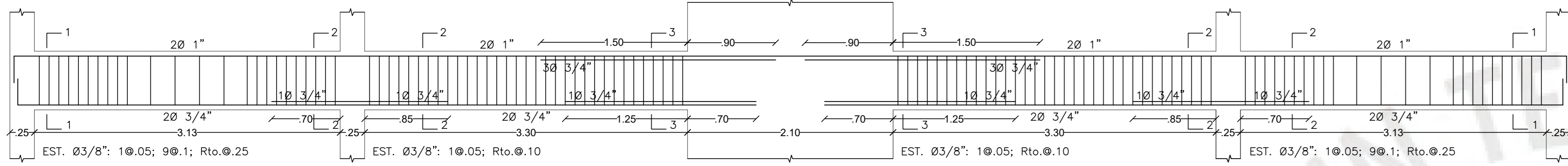
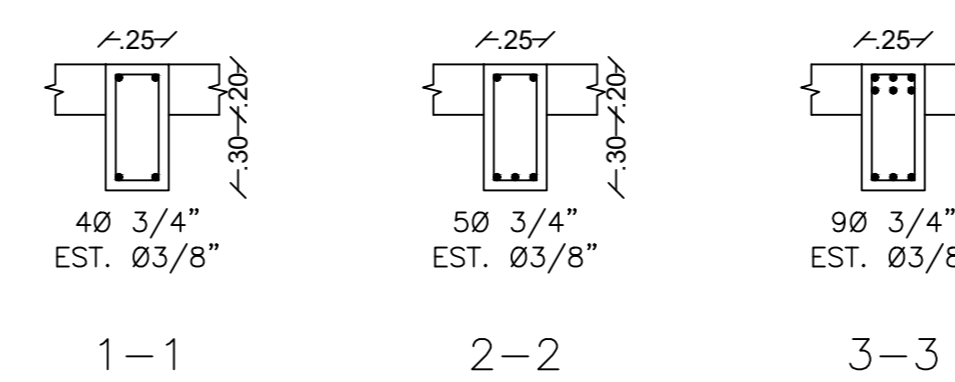
VIGA A (0.25X0.50)



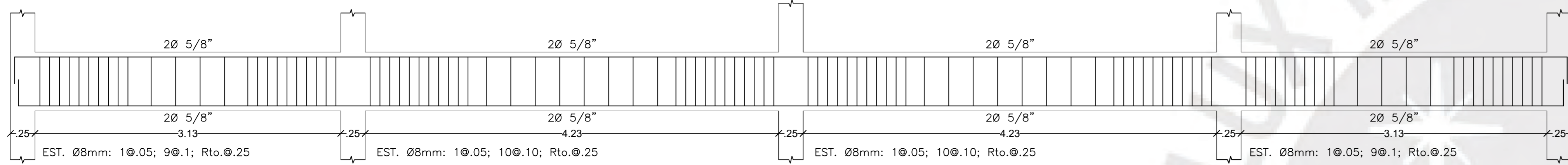
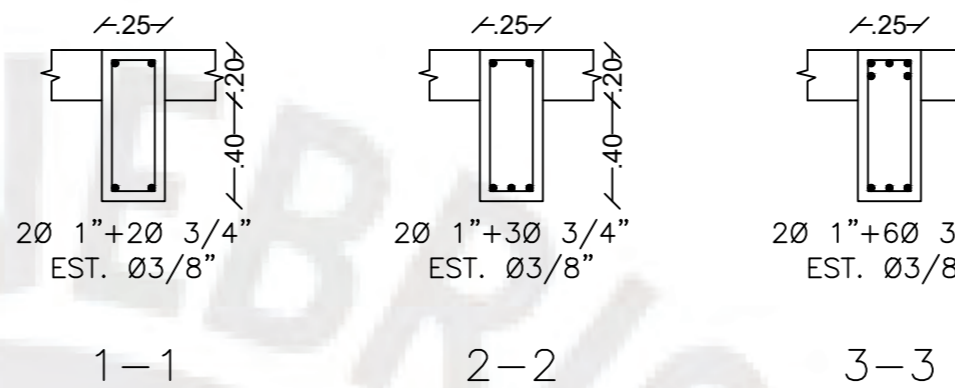
VIGA B (0.25X0.50)



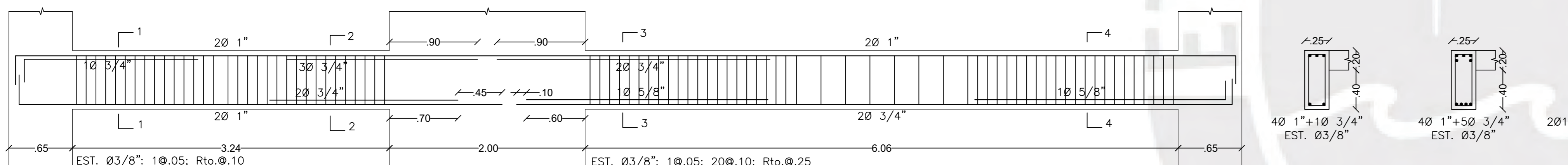
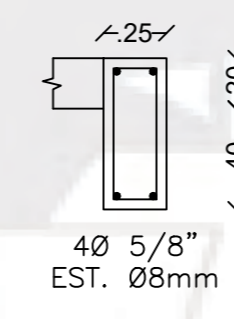
VIGA C (0.25X0.50)



VIGA D (0.25X0.60)

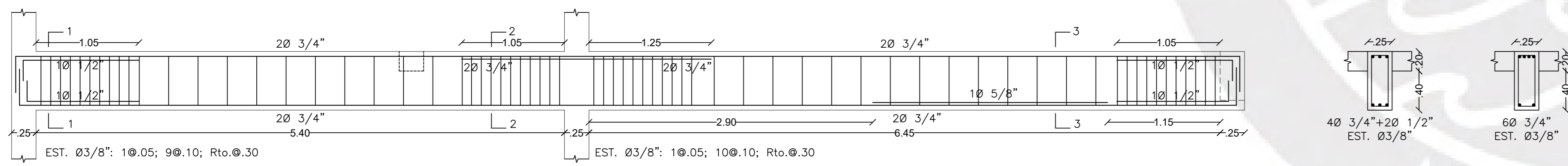
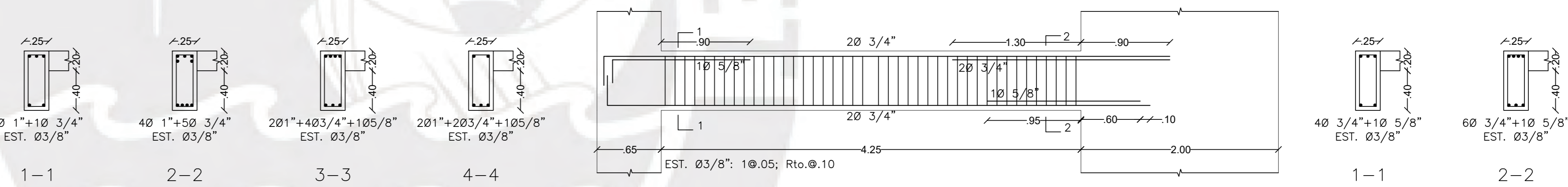


VIGA E (0.25X0.60)

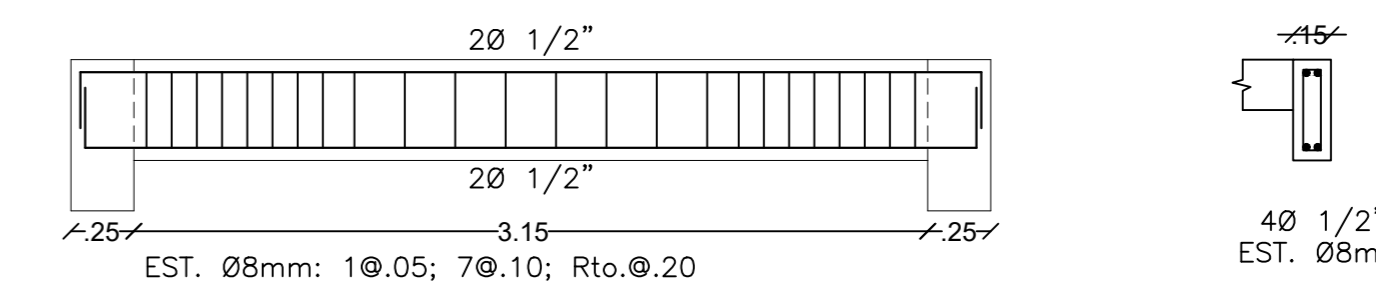
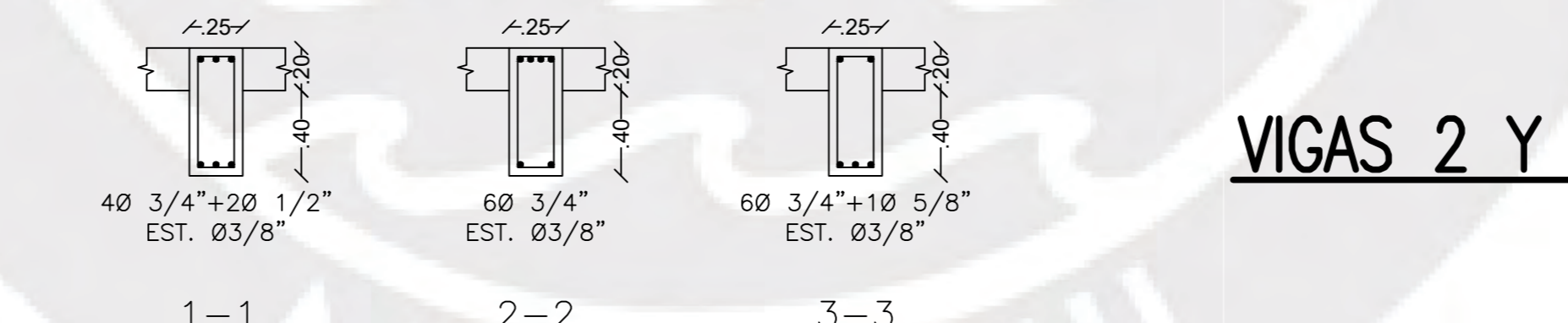


VIGAS 1 Y 9 (0.25X0.60)

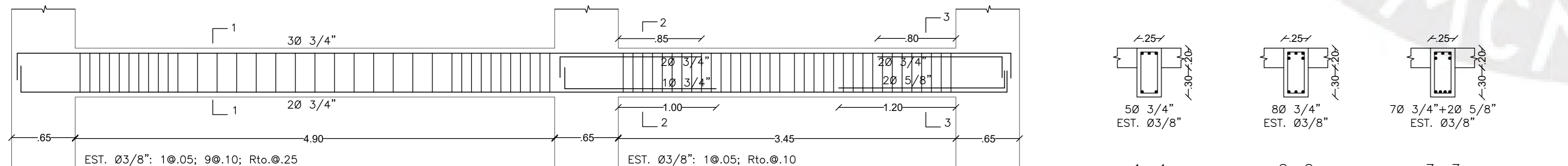
- 2 TRAMOS -



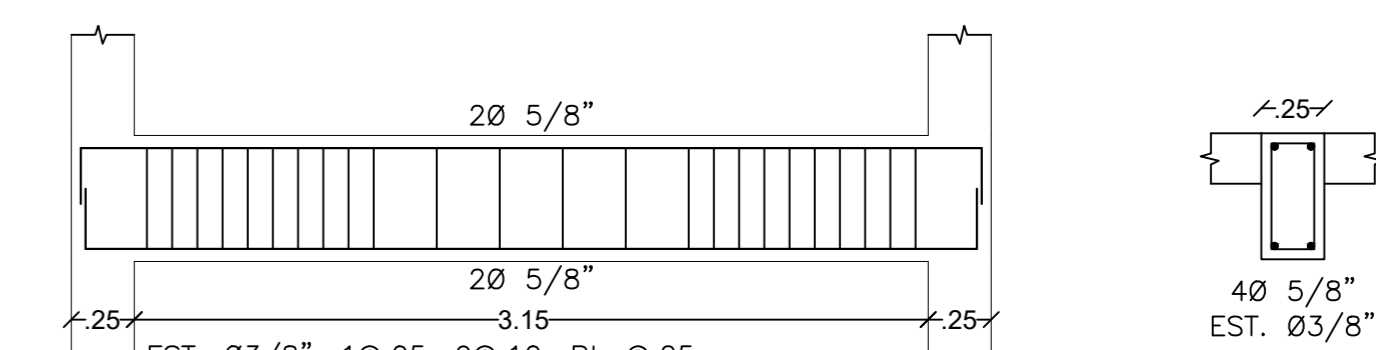
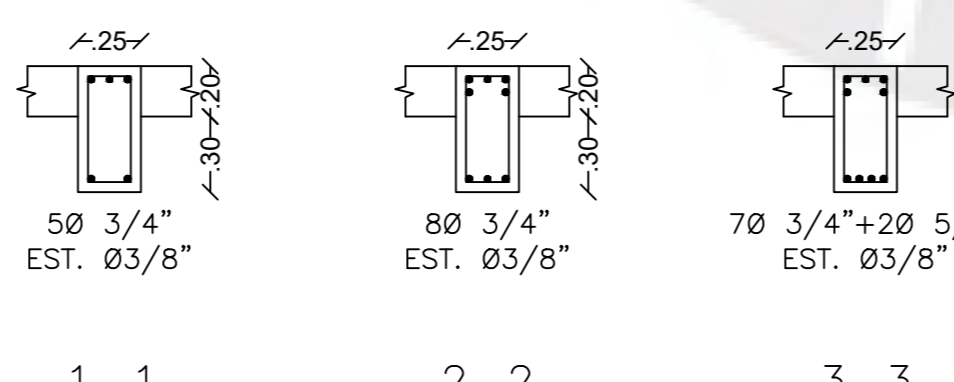
VIGAS 2 Y 8 (0.25X0.60)



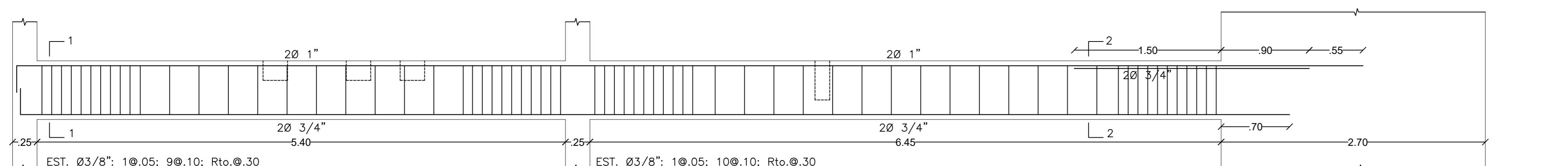
VIGA F (0.15X0.40)



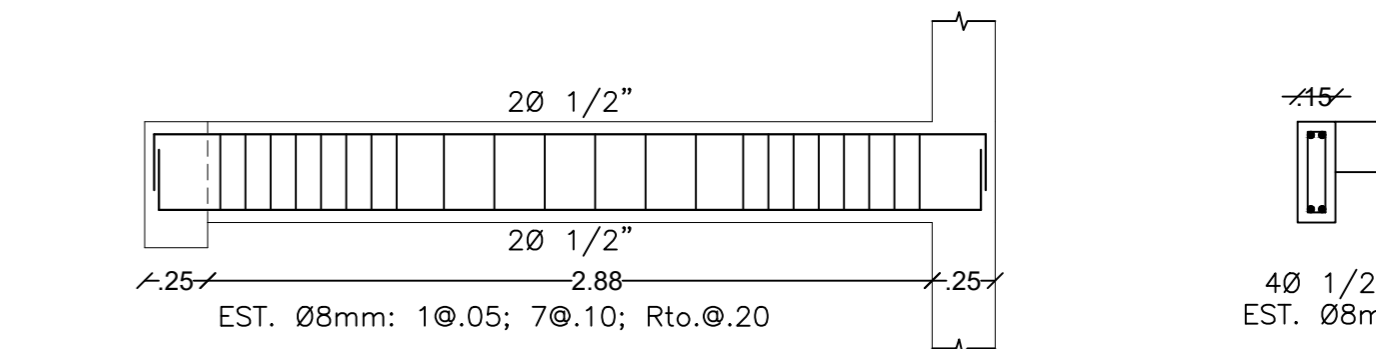
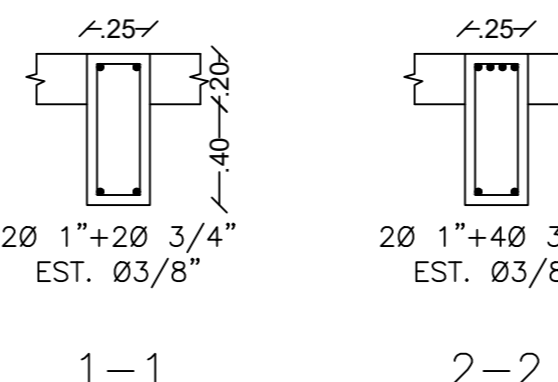
VIGAS 3 Y 7 (0.25X0.50)



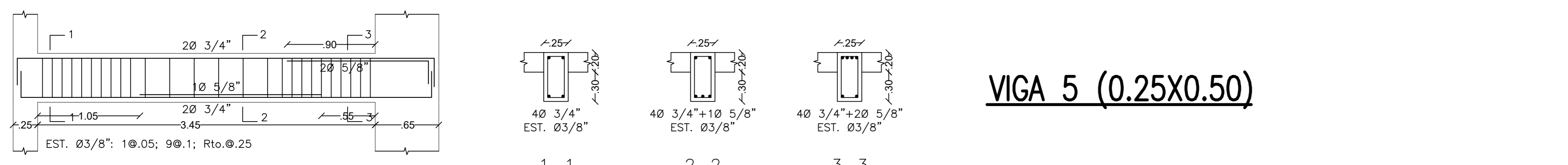
VIGA G (0.25X0.50)



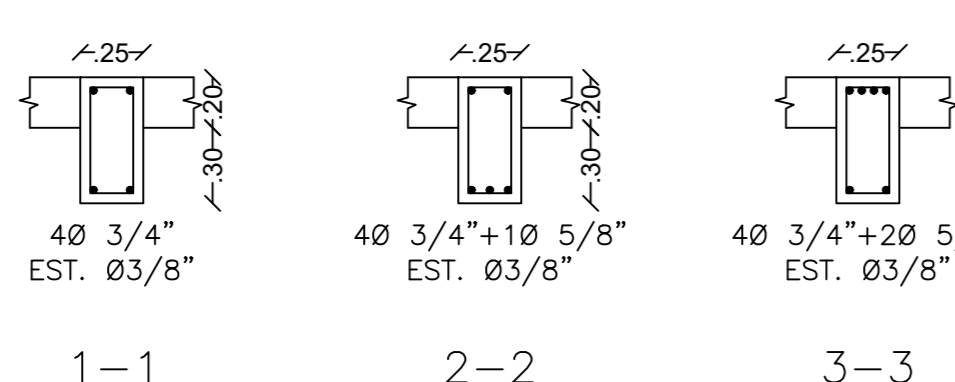
VIGAS 4 Y 6 (0.25X0.60)



VIGA H (0.15X0.40)



VIGA 5 (0.25X0.50)



Proyecto:		Edificio Multifamiliar de 6 pisos
Propietario:		Pontificia Universidad Católica del Perú
Plano:	Vigas - Sección y elevación	Lámina:
Responsables: Henry De Freitas Vidal Ángel Chávez Briceño		E-06
Fecha:	19/06/25	Escala:
		1/30

PARAMETROS SISMO RESISTENTES NORMA E.030

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE:
SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES EJE X - X
SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES EJE Y - Y

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION:
PERIODO DIRECCION X-X: 0.489 s.
PERIODO DIRECCION Y-Y: 0.433 s.

PARÁMETROS DE DEFINICION DE FUERZA SISMICA:

- FACTOR DE ZONA (Z) ----- 0.45
- FACTOR DE USO (U) ----- 1.00
- FACTOR DE SUELO (S) ----- 1.05
- PERIODOS "Tp" y "Tl"
Tp = 0.6 s. Tl = 2.0 s.
- FACTOR DE IRREGULARIDAD
Ia = 1.0
Ip = 0.75
- COEFICIENTE DE REDUCCION (R) :
EJE X-X = 4.5
EJE Y-Y = 4.5

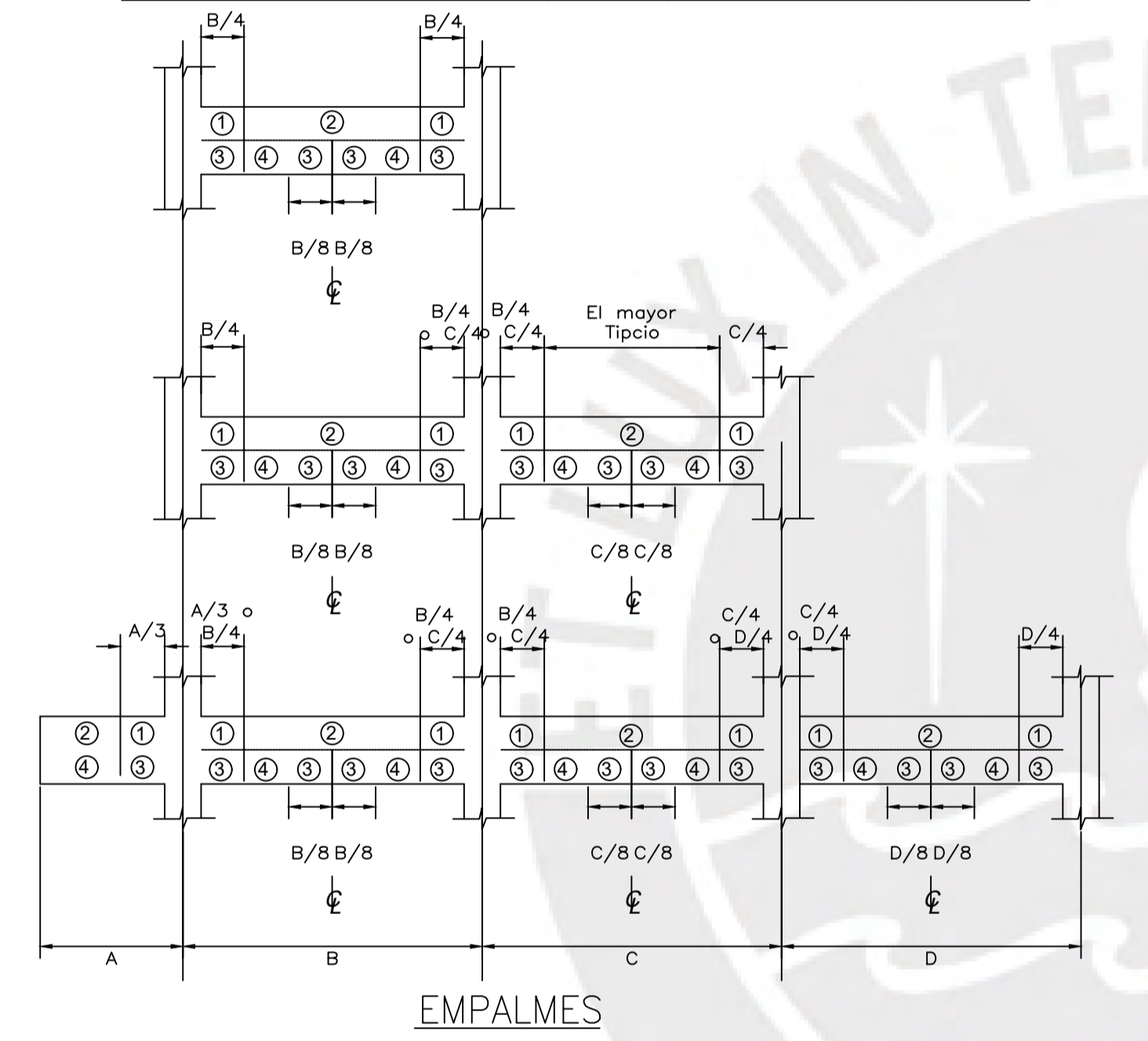
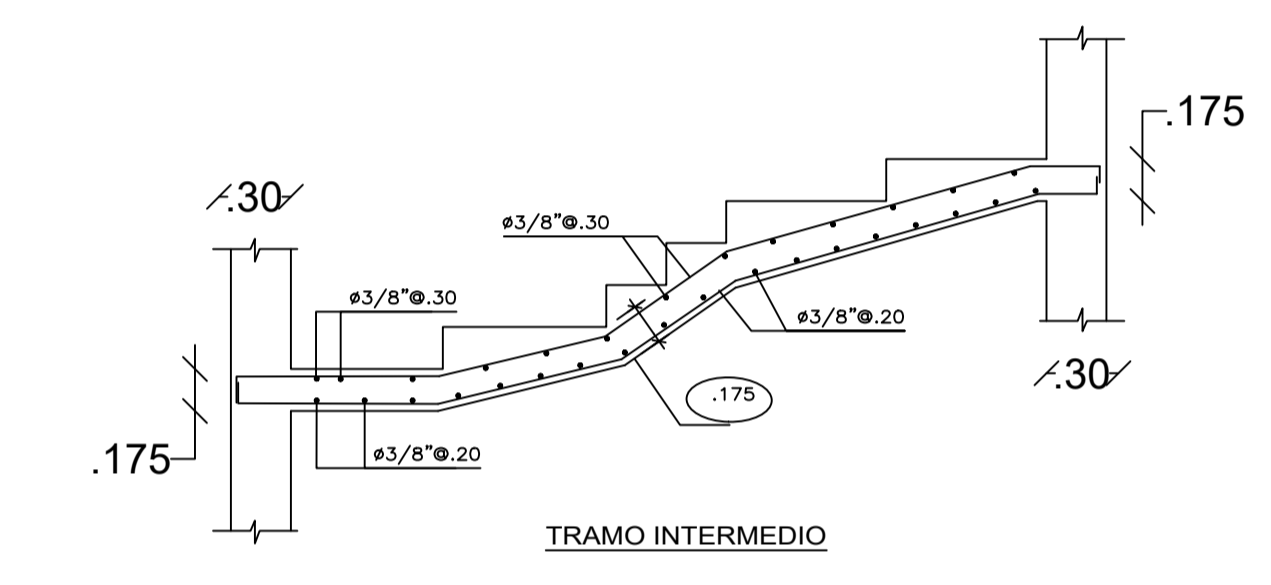
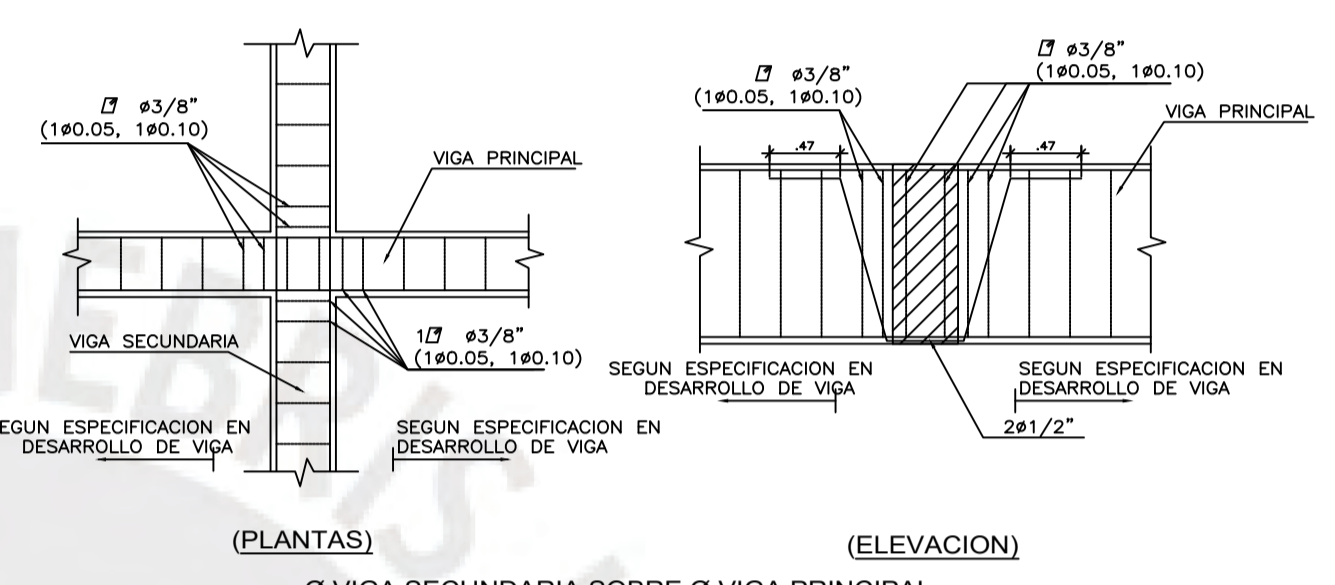
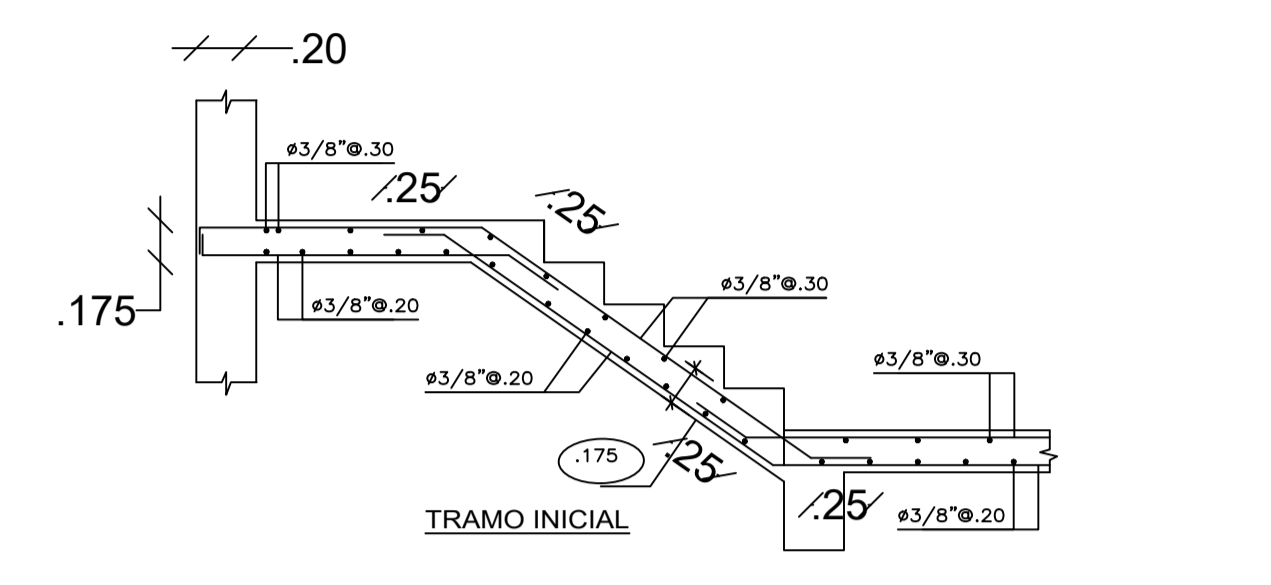
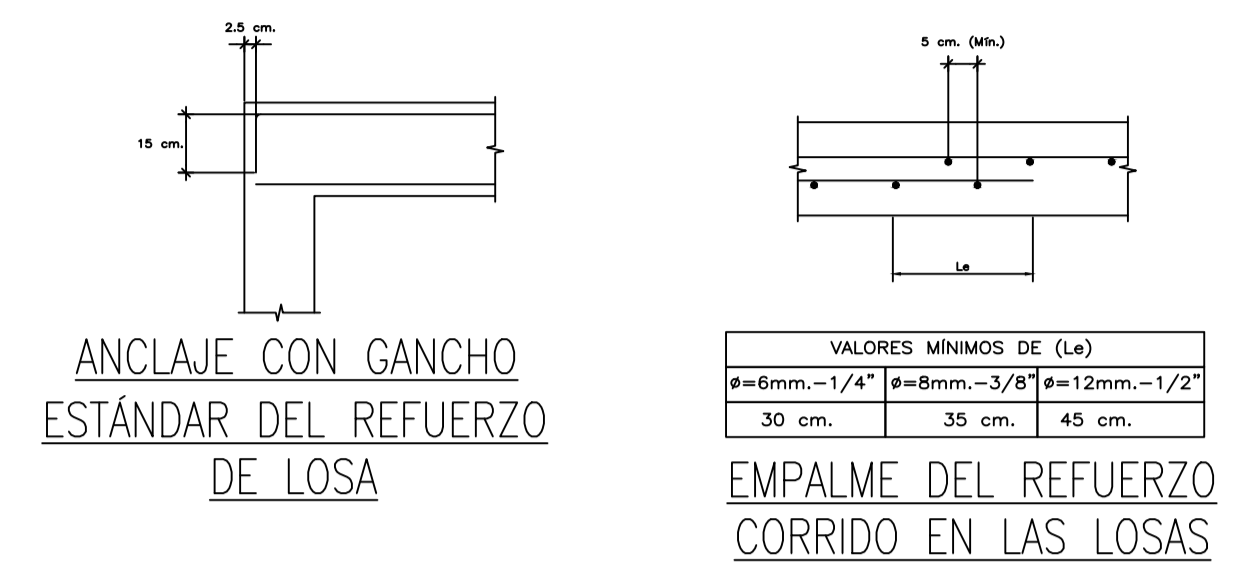
DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

- DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN EL ÚLTIMO NIVEL
Δx=76 mm
Δy=76 mm
- MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO
DRIFT MAXIMO X-X ----- 0.0056
DRIFT MAXIMO Y-Y ----- 0.0056

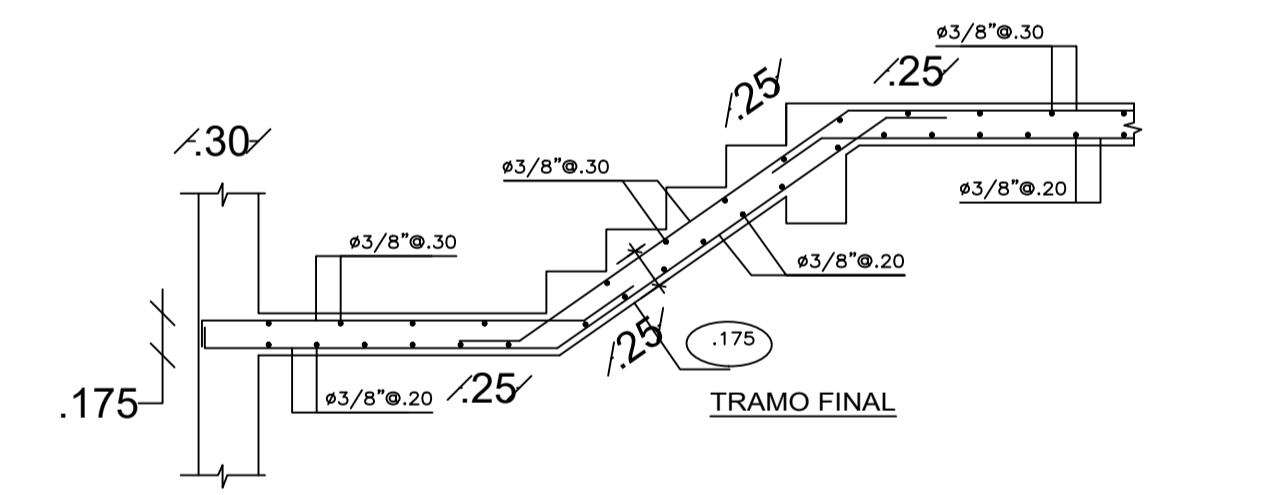
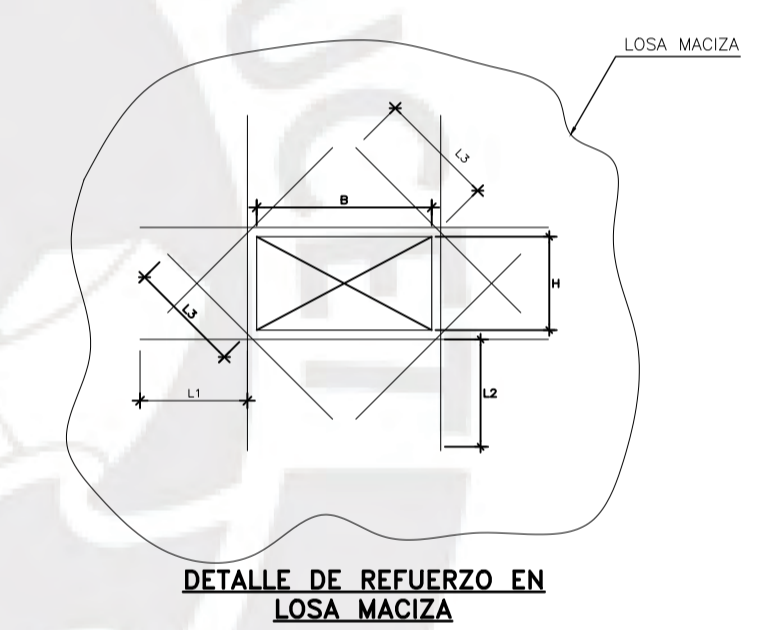
DETALLE TÍPICOS PARA LAS VIGAS Y LOSAS

EMPALMES: PLACAS, VIGAS, LOSAS Y VIGUETAS

EMPALMES POR TRASLAPE	ZONA ①	ZONA ②	ZONA ③	ZONA ④
1.- Longitud del empalme para ϕ de grado 60 (en cm.) Para acero grado 40 reducir en 1/3, pero nunca a menos de 30cm.	3/8" 60 1/2" 75 5/8" 95 3/4" 115 7/8" 165 1" 190 1.1/8" 215 1.1/4" 235 1.3/8" 260	45 60 75 90 125 145 165 180 200	45 60 75 90 125 145 165 180 200	35 45 55 70 100 115 125 140 155
2.- Ubicación del empalme.	Ver Elevaciones			
3.- Máximo número de barras que se pueden emplamar en una sección.	50%	75%	50%	75%



DETALLE TÍPICO DE REFUERZO DE VANOS EN PLANTA

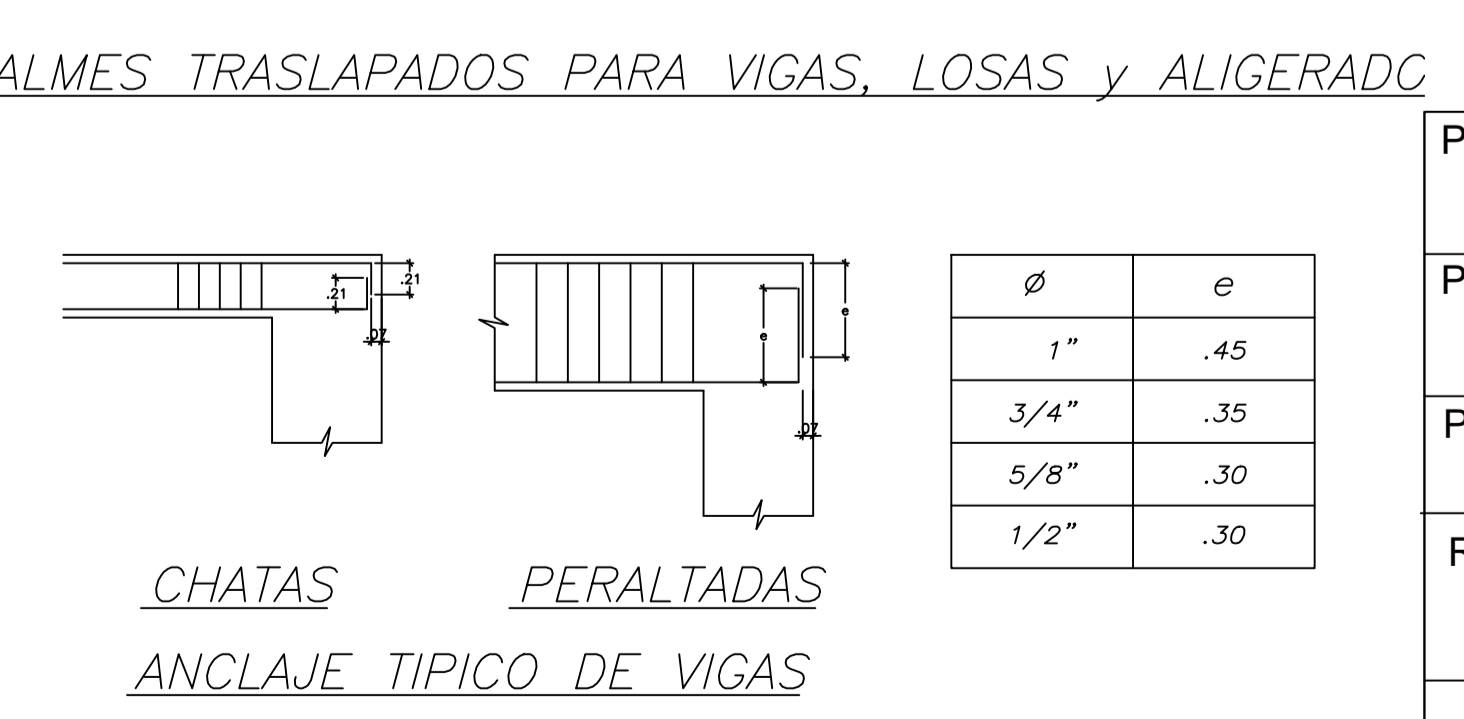
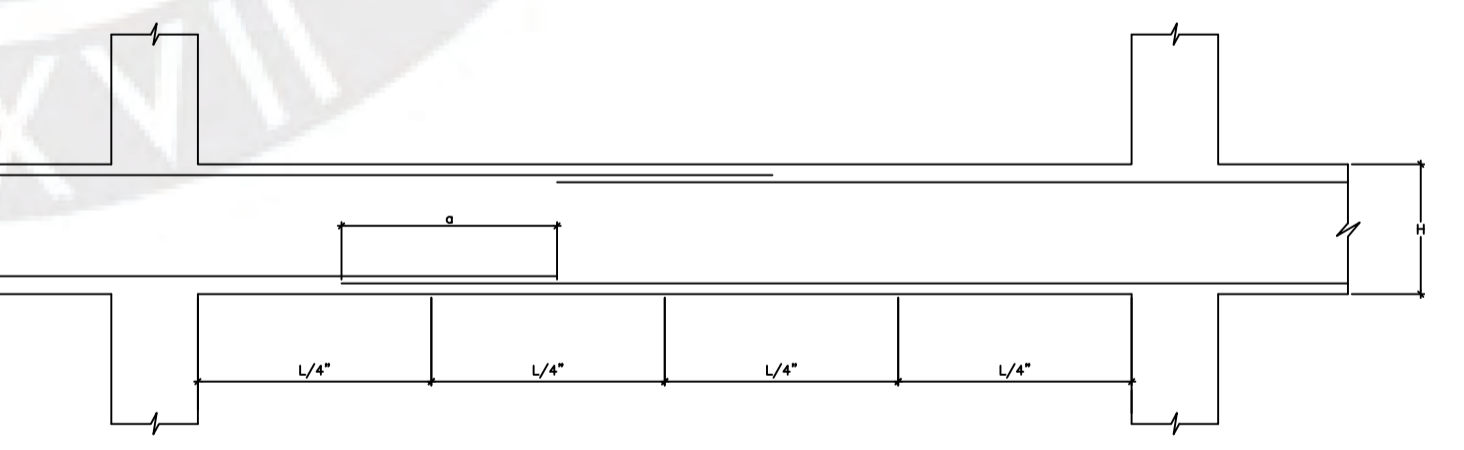
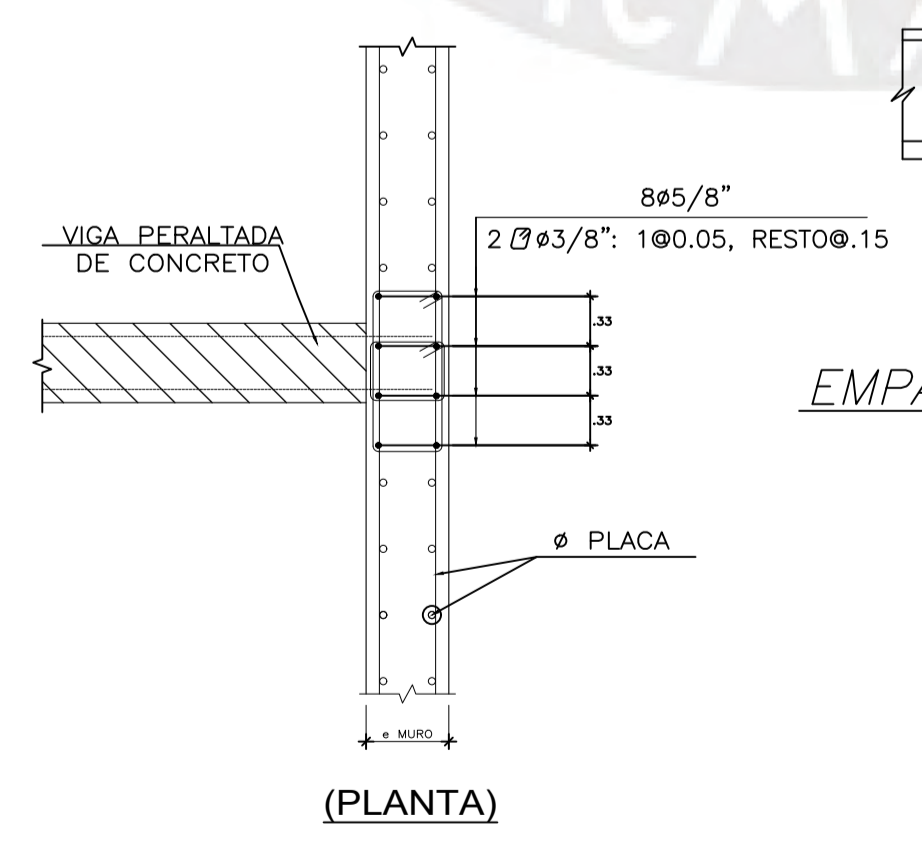
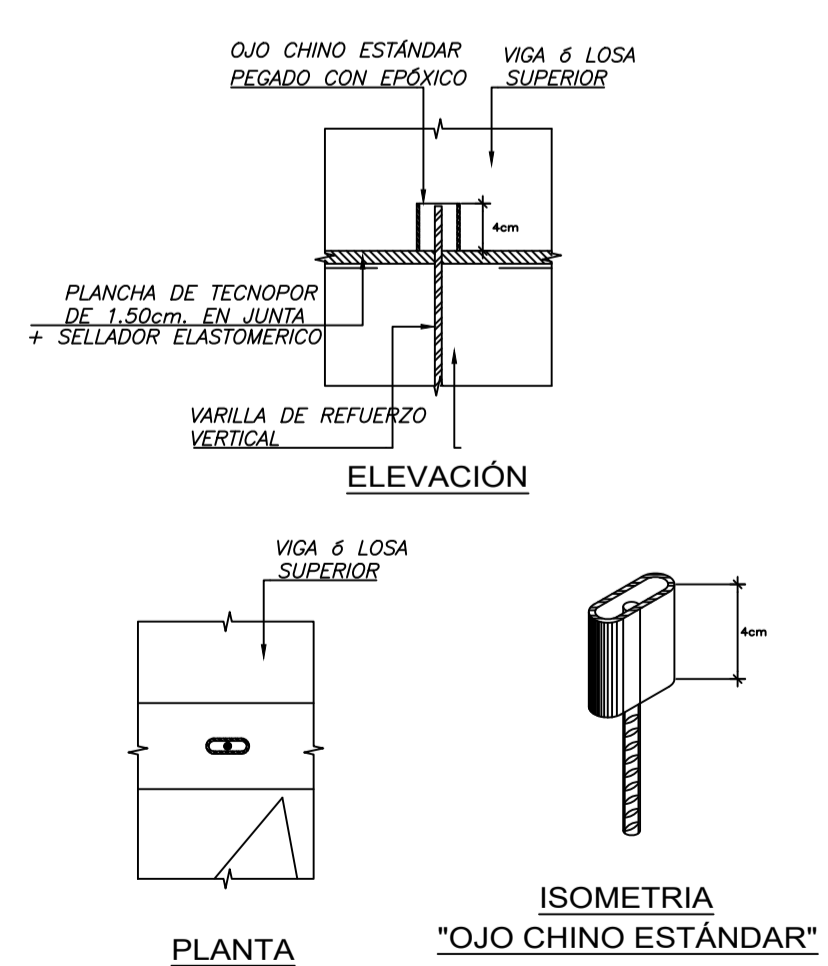
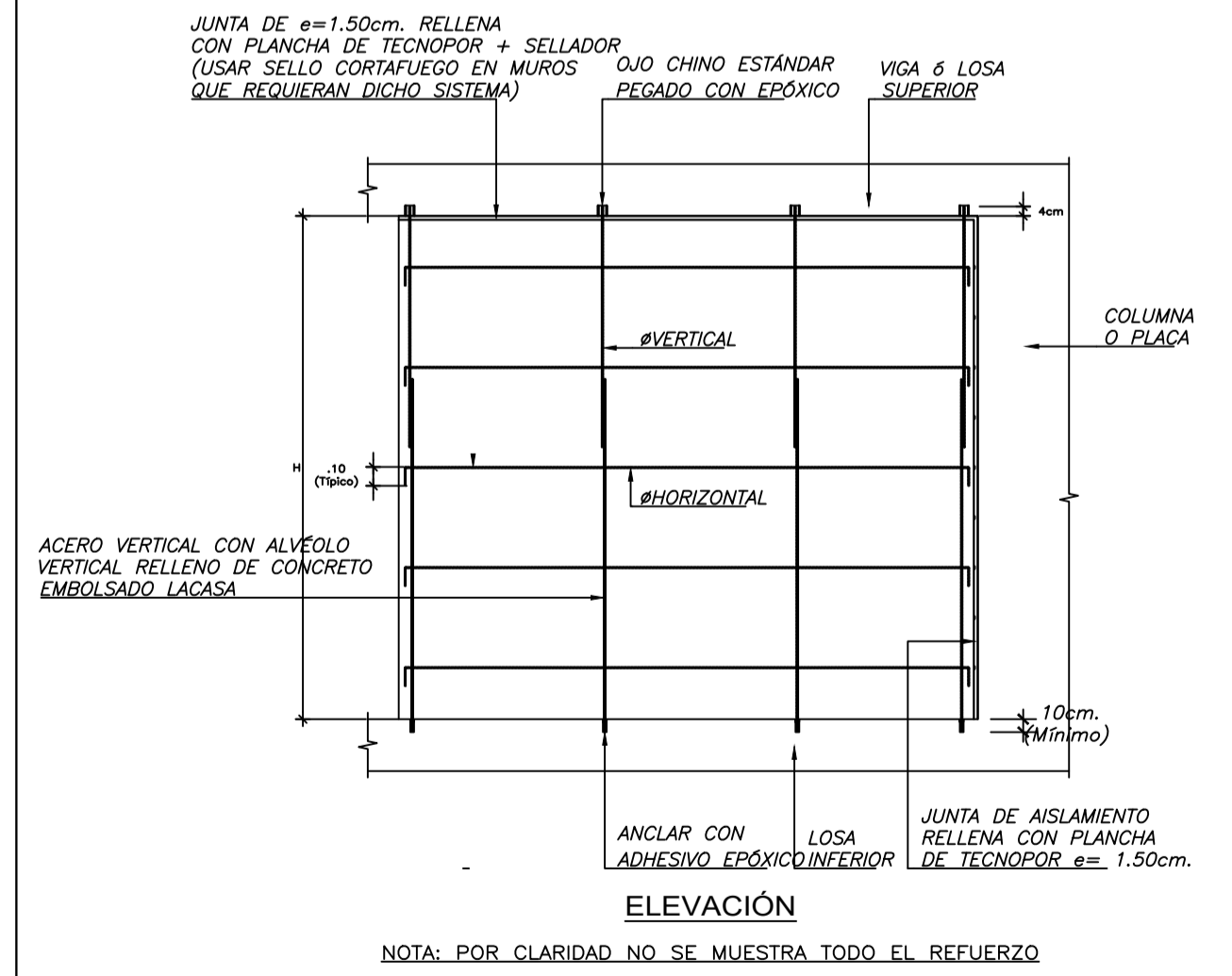


VALORES DE a

φ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90
1"	1.15	1.60

NOTA:-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cm. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cm. PARA 1/2" Y 5/8".

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADO



φ	e
1"	.45
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.30

Proyecto: Edificio Multifamiliar de 6 pisos

Propietario: Pontificia Universidad Católica del Perú

Plano: Cimentaciones

Responsables: Henry De Freitas Vidal
Ángel Chávez Briceño

Fecha: 19/06/25

Escala: Sin Esc.

Lámina: **E-07**