

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE
PISOS EN MIRAFLORES**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Wilder Jhaired Camargo Eras

ASESOR:

Gian Franco Antonio Ottazzi Pasino

Lima, enero, 2026

Informe de Similitud

Yo, Gian Franco Antonio Ottazzi Pasino, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada:

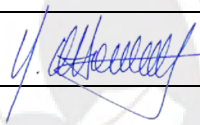
DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES

del autor: Wilder Jhaired Camargo Eras - Código: 20201940

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 19/01/2026.
- 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 20/01/2026

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Ottazzi Pasino Gian Franco Antonio</u>	
DNI:08249136	Firma 
ORCID: 0000-0003-3107-569X	



A mis padres, Roque Camargo y Maricela Eras, pilares fundamentales de mi vida.

A mi tía y tío, por su constante apoyo.

A mi hermana, por su fe inquebrantable.

Al ingeniero Ottazzi, por compartir su valioso conocimiento.

Y al motor de mi vida que hizo esto posible.

RESUMEN DEL PROYECTO

La tesis tuvo como objetivo el diseño estructural de un edificio de oficinas de siete niveles localizado en el distrito de Miraflores, provincia y departamento de Lima. La construcción se llevó a cabo en un terreno de 1780 m² y se sustentó en un suelo duro, gravoso, con una capacidad de soporte de 4 kg/cm², característica de la zona. El proyecto se rigió con las directrices del Reglamento Nacional de Edificaciones.

El edificio se compone de 18 oficinas, con 3 oficinas por cada nivel, desde el segundo hasta el séptimo. El primer nivel acoge el vestíbulo principal, dos locales comerciales con baños propios, áreas de aparcamiento para vehículos y bicicletas, lo que permite una adecuada circulación y operación del edificio. El sistema vertical de circulación se compone de 4 elevadores y 2 escaleras de emergencia que unen todos los pisos. Las instalaciones adicionales comprenden cisternas enterradas, una cisterna contraincendios y la otra destinada al almacenamiento y distribución del agua.

La estructura se basa en un sistema de muros estructurales en ambos sentidos, creado para mejorar la rigidez lateral y el control de movimientos frente a demandas sísmicas. Los elementos horizontales de los pisos típicos se componen de una mezcla de losas aligeradas y macizas, distribuidas de acuerdo con las necesidades arquitectónicas, sanitarias y eléctricas de cada zona, que funcionan como diafragmas rígidos asegurando la correcta transmisión de las cargas laterales.

Para el análisis estructural se utilizó el software ETABS, se modeló tridimensional la estructura ante cargas de gravedad y demandas sísmicas. Se utilizaron los parámetros definidos en la Norma E.030, que incluye el control de derivas y la comprobación de irregularidades. La elaboración del diseño se llevó a cabo siguiendo la Norma E.060 de Concreto Armado, teniendo en cuenta las combinaciones de carga.

Como resultado final del proyecto, se elaboran los planos estructurales con las especificaciones requeridas para la adecuada realización del proyecto.

INDICE

Capítulo 1 : Aspectos generales.....	1
1.1 Presentación.....	1
1.2 Descripción del proyecto.....	1
1.3 Arquitectura del edificio.....	1
1.4 Reglamentos y normas.....	3
1.5 Consideraciones para el diseño.....	3
1.5.1 Resistencia de diseño.....	4
1.5.2 Resistencia requerida.....	4
1.5.3 Capacidad de carga del suelo.....	4
1.6 Materiales.....	5
1.6.1 Concreto.....	5
1.6.2 Acero.....	5
1.6.3 Albañilería.....	5
1.7 Cargas.....	6
Capítulo 2 : Estructuración y predimensionamiento.....	7
2.1 Criterios de estructuración.....	7
2.2 Predimensionamiento de losas.....	8
2.2.1 Predimensionamiento de losas macizas.....	8
2.2.2 Predimensionamiento de losas aligeradas.....	9
2.3 Predimensionamiento de vigas.....	10
2.4 Predimensionamiento de columnas.....	10
2.5 Predimensionamiento de placas.....	12
Capítulo 3 : Análisis sísmico.....	15
3.1 Parámetros del análisis sísmico.....	15
3.1.1 Factor de zona (Z).....	15
3.1.2 Parámetros de sitio (S, TP, TL).....	16
3.1.3 Factor de amplificación sísmica (C).....	16
3.1.4 Factor de uso (U).....	17
3.1.5 Coeficiente de reducción (R).....	17
3.2 Modelo computacional.....	18
3.2.1 Peso de la edificación.....	20
3.2.2 Modos y periodos de la estructura.....	21
3.3 Análisis estático.....	22
3.4 Análisis dinámico.....	23
3.4.1 Espectro dinámico.....	23
3.4.2 Efecto de torsión.....	23

3.4.3 Fuerza cortante mínima en la base.....	24
3.5 Factor por irregularidad (Ia y Ip).....	24
3.5.1 Irregularidad en altura (Ia)	24
3.5.2 Irregularidad en planta (Ip)	26
3.6 Control de desplazamiento laterales	27
3.6.1 Derivas	27
3.6.2 Junta sísmica	28
Capítulo 4 : Diseño de losas	30
4.1 Diseño de losas aligeradas	30
4.1.1 Diseño por flexión	30
4.1.2 Diseño por cortante.....	31
4.1.3 Control de fisuras	31
4.1.4 Control de deflexiones	32
4.1.5 Ejemplo de diseño de una losa aligerada	33
4.2 Diseño de losas macizas	38
4.2.1 Diseño por flexión	38
4.2.2 Diseño por cortante.....	38
4.2.3 Ejemplo de diseño de una losa maciza	38
Capítulo 5 : Diseño de vigas.....	41
5.1 Diseño por flexión.....	41
5.2 Diseño por cortante	41
5.3 Control de deflexión.....	42
5.4 Ejemplo de diseño de tres vigas	42
Capítulo 6 : Diseño de columnas	50
6.1 Consideraciones	50
6.2 Diseño por flexo compresión.....	50
6.3 Diseño por cortante	50
6.4 Ejemplo de diseño de cuatro columnas	52
Capítulo 7 : Diseño de placas	61
7.1 Consideraciones	61
7.2 Diseño por Flexo compresión	61
7.3 Diseño por Cortante.....	61
7.4 Elementos de borde	63
7.5 Ejemplo de diseño de tres placas.....	63
Capítulo 8 : Diseño de cimentación	69
8.1 Zapata aislada.....	69
8.1.1 Dimensionamiento.....	69

8.1.2 Corte por flexión	69
8.1.3 Corte por punzonamiento.....	70
8.1.4 Diseño por flexión	71
8.1.5 Ejemplo de diseño de zapata aislada.....	71
8.2 Zapata conectada.....	74
8.2.1 Dimensionamiento.....	74
8.2.2 Corte por flexión	75
8.2.3 Corte por punzonamiento.....	75
8.2.4 Diseño por flexión	75
8.2.5 Ejemplo de diseño de zapata conectada.....	76
8.2.6 Ejemplo de viga de cimentación.....	79
8.3 Zapata combinada	81
8.3.1 Dimensionamiento.....	81
8.3.2 Corte por flexión	81
8.3.3 Corte por punzonamiento.....	82
8.3.4 Diseño por flexión	82
8.3.5 Ejemplos de diseño de zapatas combinada	82
Capítulo 9 : Diseño de escalera	88
9.1 Análisis estructural.....	88
9.2 Diseño por flexión.....	88
9.3 Diseño por corte.....	88
9.4 Ejemplo de diseño de una escalera.....	88
Capítulo 10 : Diseño de cisterna.....	91
10.1 Predimensionamiento	91
10.2 Análisis estructural.....	91
10.3 Diseño por flexión.....	92
10.4 Diseño por corte	92
10.5 Ejemplo de muro de cisterna.....	92
10.6 Ejemplo de tapa de cisterna	94
Capítulo 11 Comentarios y Conclusiones	96
11.1 Comentarios y Recomendaciones	96
11.2 Conclusiones.....	97
Bibliografía.....	98

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1.1 Planta del primer piso.....	2
Figura 1.2 Planta del piso típico.....	3
Figura 2.1 Losa maciza en una dirección. Se presenta la más crítica. Eje 4-5 y C-D.....	8
Figura 2.2 Losa maciza en dos direcciones. Se presenta la más crítica. Eje 4-5 y D-E	8
Figura 2.3 Losa aligerada en dos direcciones. Se presenta la más crítica. Eje 4-5 y B-C	9
Figura 2.4 Losa aligerada en una dirección típica. Eje 2-3 y B-C.....	9
Figura 2.5 Viga más crítica. Eje 3 y D-E	10
Figura 2.6 Columna intermedia más crítica. Eje 7 y E	11
Figura 2.7 Columna exterior más crítica. Eje 2 y F	11
Figura 2.8 Planta típica de estructuras.....	13
Figura 2.9 Planta de azotea de estructura.....	14
Figura 3.1 Zonas sísmicas según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.....	15
Figura 3.2 Vista 3D del edificio modelado en el programa ETABS.....	19
Figura 3.3 Vista en planta típica del edificio modelado en el programa ETABS	19
Figura 3.4 Vista en planta típica del edificio, se muestra el centro de masa y rigidez extraído del programa ETABS	20
Figura 3.5 Espectro de la norma E.030 del edificio en ambos sentidos.....	23
Figura 4.1 Sección transversal de una losa aligerada.....	30
Figura 4.2 Esquema de carga muerta y viva de la vigueta analizada	33
Figura 4.3 Diagrama de momento flector último de la vigueta analizada	33
Figura 4.4 Diagrama de cortante último de la vigueta analizada	33
Figura 4.5 Diagrama de momento en servicio de la vigueta analizada	35
Figura 4.6 Deflexión inmediata para viguetas continuas.....	35
Figura 4.7 Esquema final de la vigueta analizada	37
Figura 4.8 Tabla 14 kalmanok.....	39
Figura 4.9 Distribución final del refuerzo colocado en la losa maciza analizada.....	40
Figura 5.1 Mínimos de flexión para vigas establecidos para sistemas estructurales de muros	41
Figura 5.2 Mínimos de espaciamientos para vigas establecidos para sistemas estructurales de muros ..	41
Figura 5.3 Mínimos de cortante para vigas establecidas para sistemas estructurales de muros	42
Figura 5.4 Vigas a diseñar y analizar.....	43
Figura 5.5 Análisis estructural para viga 1	43
Figura 5.6 Análisis estructural para viga 2	43
Figura 5.7 Análisis estructural para viga 3	44
Figura 5.8 Análisis de envolvente de momento para viga 1.....	44
Figura 5.9 Análisis de envolvente de momento para viga 2.....	44
Figura 5.10 Análisis de envolvente de momento para viga 3.....	44
Figura 5.11 Análisis de envolvente de cortante para viga 1	45
Figura 5.12 Análisis de envolvente de cortante para viga 2	45
Figura 5.13 Análisis de envolvente de cortante para viga 3	45
Figura 5.14 Distribución final del refuerzo en viga 1.....	49
Figura 5.15 Distribución final del refuerzo en viga 2.....	49
Figura 5.16 Distribución final del refuerzo en viga 3.....	49
Figura 6.1 Diagrama de interacción	50
Figura 6.2 Para el diseño de columnas frente a fuerzas de corte sísmicas de acuerdo con la Norma E.060	52
Figura 6.3 Columnas a diseñar y analizar.....	53
Figura 6.4 Columna 1, 60x60 cm, 12 barras de ¾”, $\rho=1.0\%$ eje XX.....	55
Figura 6.5 Columna 1, 60x60 cm, 12 barras de ¾”, $\rho=1.0\%$ eje YY	56
Figura 6.6 Columna 2, 60x60 cm, 8 barras de ¾” más 4 barras de 1”, $\rho=1.2\%$, eje XX	56
Figura 6.7 Columna 2, 60x60 cm, 8 barras de ¾” más 4 barras de 1”, $\rho=1.2\%$, eje YY	57

<i>Figura 6.8 Columna 3, 60x60 cm, 16 barras de 1", $\rho=2.3\%$, eje XX</i>	57
<i>Figura 6.9 Columna 3, 60x60 cm, 16 barras de 1", $\rho=2.3\%$, eje YY</i>	58
<i>Figura 6.10 Columna 4, 60x60 cm, 20 barras de 1", $\rho=2.8\%$, eje XX</i>	58
<i>Figura 6.11 Columna 4, 60x60 cm, 20 barras de 1", $\rho=2.8\%$, eje YY</i>	58
<i>Figura 6.12 Distribución final del refuerzo en columnas</i>	60
<i>Figura 7.1 Placas a diseñar y analizar</i>	63
<i>Figura 7.2 Placa P5, eje M22</i>	65
<i>Figura 7.3 Placa P5, eje M33</i>	65
<i>Figura 7.4 Placa P6, eje M22</i>	66
<i>Figura 7.5 Placa P6, eje M33</i>	66
<i>Figura 7.6 Distribución final del refuerzo en placa 5 del primer piso</i>	68
<i>Figura 7.7 Distribución final del refuerzo en placa 6 del primer piso</i>	68
<i>Figura 8.1 Sección para análisis por cortante en flexión</i>	70
<i>Figura 8.2 Sección para análisis por cortante en punzonamiento</i>	71
<i>Figura 8.3 zapata aislada predimensionar, analizar y diseñar</i>	72
<i>Figura 8.4 Distribución final del refuerzo en la zapata ZA1</i>	74
<i>Figura 8.5 Planta de zapatas conectadas por viga de cimentación</i>	74
<i>Figura 8.6 Elevación de zapatas conectadas por viga de cimentación</i>	75
<i>Figura 8.7 zapata conectada a predimensionar, analizar y diseñar</i>	76
<i>Figura 8.8 Distribución final del refuerzo en la zapata conectada ZC1 y ZC2</i>	79
<i>Figura 8.9 Distribución final del refuerzo de la viga de cimentación</i>	80
<i>Figura 8.10 Centroides de cimentación combinada</i>	81
<i>Figura 8.11 Zapata combinada a predimensionar, analizar y diseñar</i>	82
<i>Figura 8.12 Forma "C" de la zapata combinada</i>	83
<i>Figura 8.13 Análisis por metro línea, fuerza cortante</i>	85
<i>Figura 8.14 Análisis por metro línea, momento flector</i>	86
<i>Figura 8.15 Distribución final del refuerzo en la zapata combinada</i>	87
<i>Figura 9.1 Escalera a predimensionar, diseñar y analizar</i>	89
<i>Figura 9.2 Análisis estructural de la escalera E1</i>	89
<i>Figura 9.3 Distribución final del refuerzo de la escalera</i>	90
<i>Figura 10.1 Tabla 36 de Kalmanok a emplear en el análisis de muros</i>	92
<i>Figura 10.2 Distribución final del refuerzo de la cisterna</i>	95
<i>Figura 10.3 Distribución final del refuerzo de la cisterna contra incendios</i>	95

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1.1 Factores de reducción según diferentes solicitaciones	4
Tabla 1.2 Propiedades mecánicas del concreto armado	5
Tabla 1.3 Propiedades mecánicas del acero corrugado 60	5
Tabla 1.4 Propiedades mecánicas de albañilería	5
Tabla 1.5 Pesos unitarios para cargas muertas.....	6
Tabla 1.6 Pesos unitarios para cargas vivas.....	6
Tabla 3.1 Valores de factor “S”	16
Tabla 3.2 Parámetros TP y TL	16
Tabla 3.3 Factor de amplificación sísmica “C”	17
Tabla 3.4 Factor de uso “U”	17
Tabla 3.5 Valores del Coeficiente Básico de Reducción “R” para estructuras en concreto armado.....	18
Tabla 3.6 Ratio de Peso sísmico entre área por piso.....	21
Tabla 3.7 Periodos y masas participativas por modo de vibración de la estructura con 3 grados de libertad por piso con excentricidad.....	21
Tabla 3.8 Cálculo de cortante estático.....	22
Tabla 3.9 Relación de C y R.....	23
Tabla 3.10 Cálculo de factor de escala en ambos ejes.....	24
Tabla 3.11 Porcentaje de cortante para columnas y muros.....	24
Tabla 3.12 Análisis de irregularidad de rigidez, eje x-x	25
Tabla 3.13 Análisis de irregularidad de rigidez, eje y-y	25
Tabla 3.14 Verificación de irregularidad por torsión en el eje X	26
Tabla 3.15 Verificación de irregularidad por torsión en el eje Y	27
Tabla 3.16 Deriva de entrepiso en la dirección XX.....	28
Tabla 3.17 Deriva de entrepiso en la dirección YY.....	28
Tabla 3.18 Junta sísmica para ambas direcciones	29
Tabla 4.1 Peralte mínimo para verificar deflexiones en aligerados.....	32
Tabla 4.2 Diseño por flexión de viguetas	34
Tabla 4.3 Diseño por cortante de viguetas	34
Tabla 4.4 Diagrama de momento en servicio de la vigueta analizada	35
Tabla 4.6 Momentos últimos resultantes para cada dirección de análisis	39
Tabla 4.7 Cortantes últimos resultantes para cada dirección de análisis	39
Tabla 4.8 Diseño por flexión de la losa maciza analizada	40
Tabla 5.1 Cálculo del acero longitudinal para la viga 1.....	46
Tabla 5.2 Cálculo del acero longitudinal para la viga 2.....	46
Tabla 5.3 Cálculo del acero longitudinal para la viga 3.....	46
Tabla 5.4 Cálculo del acero transversal para la viga 1	47
Tabla 5.5 Cálculo del acero transversal para la viga 2	47
Tabla 5.6 Cálculo del acero transversal para la viga 3	47
Tabla 5.7 Cálculo de la fisuración para la viga 1	48
Tabla 5.8 Cálculo de la fisuración para la viga 2.....	48
Tabla 5.9 Cálculo de la fisuración para la viga 3.....	48
Tabla 6.1 Análisis estructural de la columna C-1	53
Tabla 6.2 Análisis estructural de la columna C-2.....	54
Tabla 6.3 Análisis estructural de la columna C-3.....	54
Tabla 6.4 Análisis estructural de la columna C-4.....	55
Tabla 6.5 Análisis de cortante por capacidad y amplificado 2.5	59
Tabla 6.6 Requerimientos de estribaje mínimos	59
Tabla 7.1 Análisis estructural de la placa P5.....	64
Tabla 7.2 Análisis estructural de la placa P6.....	64

Tabla 7.3 Análisis de cortante y capacidad	66
Tabla 7.4 C límite y C calculado.....	67
Tabla 8.1 Análisis estructural de la cimentación ZA1	72
Tabla 8.2 Verificación biaxial de la cimentación ZA1, 3.20x3.20 m	72
Tabla 8.3 Diseño por corte por flexión de la cimentación ZA1, h=0.75 m.....	73
Tabla 8.4 Diseño por corte por punzonamiento de la cimentación ZA1, h=0.75 m.....	73
Tabla 8.5 Diseño por flexión de la cimentación ZA1, 3.20x3.20 m	73
Tabla 8.6 Análisis estructural de la zapata ZC1.....	76
Tabla 8.7 Análisis estructural de la zapata ZC2.....	77
Tabla 8.8 Verificación biaxial de la zapata ZC1, 1.70x3.60 m.....	77
Tabla 8.9 Verificación biaxial de la zapata ZC2, 3.20x3.20 m.....	77
Tabla 8.10 Diseño por corte por flexión de la zapata ZC1, h=0.75 m.....	77
Tabla 8.11 Diseño por corte por flexión de la zapata ZC2, h=0.75 m.....	78
Tabla 8.12 Diseño por corte por punzonamiento de la zapata ZC1, h=0.75 m.....	78
Tabla 8.13 Diseño por corte por punzonamiento de la zapata ZC2, h=0.75 m.....	78
Tabla 8.14 Diseño por flexión de la zapata ZC1, 1.70x3.60 m.....	78
Tabla 8.15 Diseño por flexión de la zapata ZC2, 3.20x3.20 m.....	79
Tabla 8.16 Diseño por corte por flexión de la viga de cimentación	80
Tabla 8.17 Diseño por flexión de la viga de cimentación.....	80
Tabla 8.18 Análisis estructural de la zapata Z1P	82
Tabla 8.19 Análisis estructural de la zapata Z1C	83
Tabla 8.20 Análisis estructural de la zapata Z2C	83
Tabla 8.21 Análisis estructural de la zapata combinada.....	83
Tabla 8.22 Verificación biaxial de la zapata combinada	84
Tabla 8.23 Diseño por corte por flexión de la zapata combinada, h=0.90 m	85
Tabla 8.24 Diseño por corte por punzonamiento de la zapata combinada, h=0.90 m	85
Tabla 8.25 Diseño por flexión de la zapata combinada, h=0.90 m.....	86
Tabla 9.1 Análisis estructural de la escalera E1.....	89
Tabla 9.2 Diseño por flexión de la escalera E1	90
Tabla 9.3 Diseño por cortante de la escalera E1	90
Tabla 10.1 Cuantías mínimas para cisternas por retracción y temperatura.....	92
Tabla 10.2 Análisis estructural por Kalmanok de cisterna 3.9x2.2, tabla 36.....	93
Tabla 10.3 Cálculo del refuerzo del muro de cisterna	93
Tabla 10.4 Análisis estructural por Kalmanok de la tapa de la cisterna, tabla 17	94
Tabla 10.5 Cálculo del refuerzo de la tapa de la cisterna	94

Capítulo 1 : Aspectos generales

1.1 Presentación

Esta tesis aborda el diseño estructural de los elementos de una edificación de concreto armado. Se desarrolla una metodología integral que combina el análisis estructural y la aplicación de estrategias de diseño, con el objetivo de brindar soluciones viables que garanticen la seguridad, durabilidad y adecuado comportamiento de la estructura.

1.2 Descripción del proyecto

El proyecto en cuestión consiste en el análisis y diseño estructural de un edificio de oficinas de siete niveles, ubicado en el distrito de Miraflores, Lima. Esta edificación se encuentra ubicada en un entorno urbano consolidado, con construcciones colindantes en tres de sus lados: norte, este y oeste.

El terreno donde se establecerá el edificio tiene un área de 1780 m², mientras que el área construida por cada nivel será de 1300 m². En su área libre posterior se ubican 18 estacionamientos. Así mismo, existen 6 estacionamientos dentro del área techada del primer piso.

Dadas las características arquitectónicas y la geometría regular del edificio, se ha optado por un sistema estructural mixto, compuesto por muros de concreto armado (placas) y pórticos conformados por vigas y columnas. Las placas principales se ubicaron colindantes a las edificaciones del este y oeste, y dejando un espacio mínimo de 10 cm entre ambas construcciones. Así mismo, se colocan las placas necesarias en el eje X para evitar la torsión en planta.

Es importante mencionar que el edificio no contará con sótanos, por lo que la cimentación se desarrollará directamente desde el nivel 0.0 m hacia abajo. La profundidad de cimentación se determinará en función de los cálculos estructurales y de la capacidad portante del suelo, la cual se ha estimado en 4 kg/cm², valor característico del suelo de grava densa típica de Lima.

Todo el diseño estructural del edificio se realizará siguiendo los lineamientos y requerimientos establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente. Así, se asegura el cumplimiento de la normativa peruana en materia de construcción y se garantiza la seguridad y adecuado comportamiento de la estructura.

1.3 Arquitectura del edificio

La altura típica de entrepiso es de 3.25 metros. En cada piso, se encuentran distribuidas tres oficinas independientes, diseñadas para brindar un ambiente de trabajo funcional y accesible. Cada oficina cuenta con dos salidas las cuales permiten una evacuación eficiente y garantizan el adecuado flujo de movimiento de los

trabajadores hacia las 2 escaleras de emergencia situadas en los extremos este y oeste adyacentes al ascensor.

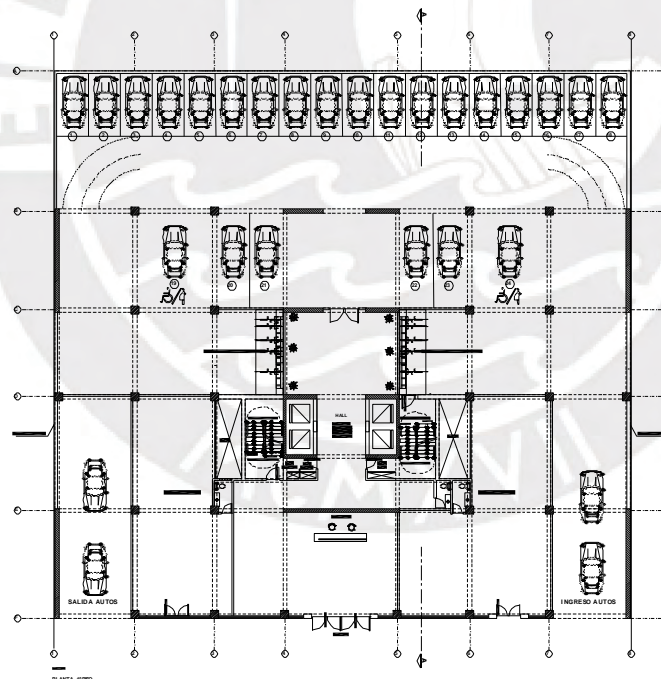
Dentro de cada oficina, se han incorporado áreas de servicios higiénicos separadas para hombres y mujeres, cada una con 3 cubículos, lo que brinda comodidad y privacidad a los usuarios.

En el primer nivel, se han incorporado 2 locales comerciales de 114 m² y 143 m² respectivamente, cada uno con su propio cuarto de baño de 3 m² y de esta manera se logra brindar servicios complementarios al público en general.

Para una adecuada circulación vertical, el edificio cuenta con 4 ascensores ubicados en la zona central, flanqueado por 2 escaleras principales en los laterales. El acceso a estas escaleras se realiza a través de un pasadizo ubicado en el vestíbulo, el cual también cuenta con un cuarto de baño independiente. En la azotea, se encuentra el acceso al cuarto de máquinas del ascensor.

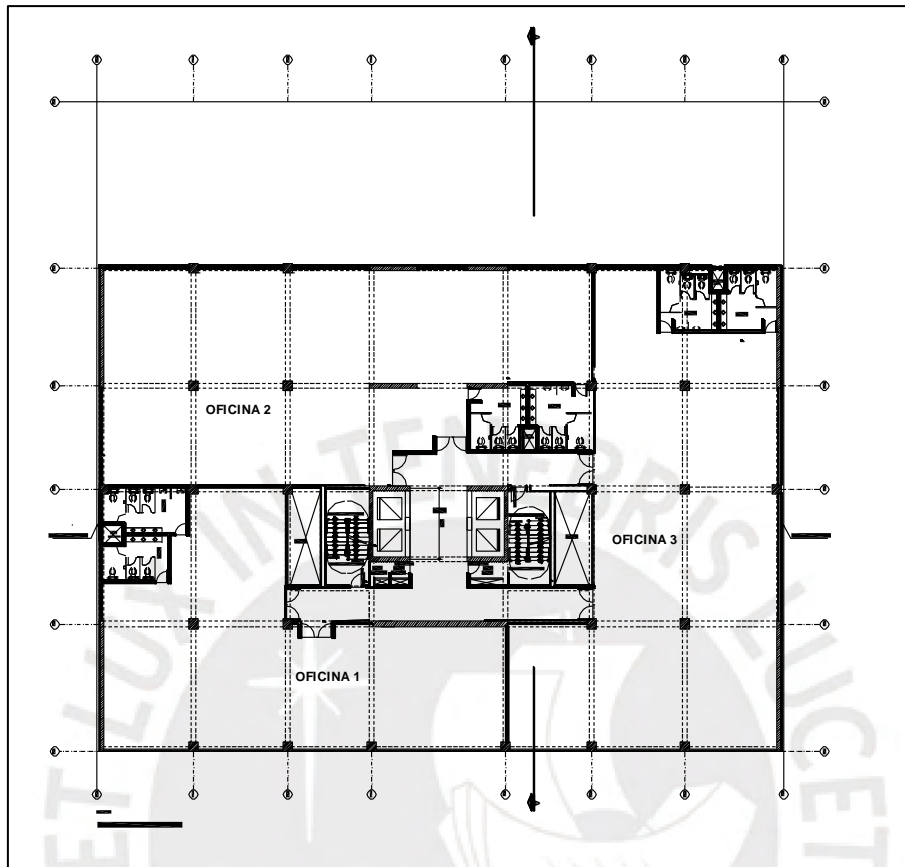
Para una mejor comprensión de las características arquitectónicas del proyecto, se han incluido las Figuras 1.1 y 1.2, las cuales muestran los planos de arquitectura del primer nivel y de un piso típico respectivamente.

Figura 1.1 Planta del primer piso



Nota: Elaboración propia

Figura 1.2 Planta del piso típico



Nota: Elaboración propia

1.4 Reglamentos y normas

Para desarrollar el proyecto será necesario utilizar el marco normativo según el país donde se ejecutará la edificación. En este caso, en Perú se usa el Reglamento Nacional de Edificaciones:

- E020. Cargas (2006)
- E030. Diseño sismorresistente (2018)
- E050. Suelos y cimentaciones (2018)
- E060. Concreto armado (2009)
- E070. Albañilería (2006)

1.5 Consideraciones para el diseño

La norma E 060 especifica que la resistencia de diseño multiplicada por el factor de reducción, ϕ según el elemento estructural que se use, debe ser mayor o igual a la resistencia requerida.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

Rn: Resistencia nominal

Ru: Resistencia requerida

1.5.1 Resistencia de diseño

Como se indicó la resistencia nominal se multiplica por el factor ϕ el cual depende de la sollicitación. A continuación, se presentan los diferentes valores de ϕ de la norma E 060.

Tabla 1.1 Factores de reducción según diferentes sollicitaciones

Sollicitación	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Flexocompresión y compresión en elementos con estribos	0.70
Aplastamiento	0.70

Nota: Tomado de "NTP E 060 Concreto Armado", por SENCICO, 2009

1.5.2 Resistencia requerida

Según la norma E.060, las resistencias necesarias (R_u) se deben calcular utilizando las combinaciones de cargas especificadas junto con los factores de amplificación correspondientes. La resistencia requerida (R_u) debe ser como mínimo el valor más alto de las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.4 CL$$

Las cargas consideradas en estas combinaciones incluyen lo siguiente: Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV), Carga Sísmica (CS), Empuje Lateral del Suelo (CE) y Carga por la Presión de Líquidos (CL).

1.5.3 Capacidad de carga del suelo

Según el análisis de mecánica de suelos (EMS), las cimentaciones del proyecto se ubicaron a una profundidad mínima de 1.20 metros. Para este proyecto en particular, Se consideró una capacidad de carga de 4 kg/cm² y un peso específico de 1,900 kg/m³, valores típicos de los suelos granulares presentes en el distrito de Miraflores.

1.6 Materiales

1.6.1 Concreto

1.6.1.1 Concreto armado

Se consideraron los siguientes valores para los distintos elementos estructurales: vigas, columnas, placas y losas macizas.

Tabla 1.2 Propiedades mecánicas del concreto armado

Resistencia a compresión	
Cimentación:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Resto de elementos:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E_c = 217000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	$\nu = 0.15$

Nota: Tomado de "NTP E 060 Concreto Armado", por SENCICO, 2009

1.6.1.2 Concreto simple

Se considera el siguiente valor de resistencia en compresión para falsas zapatas y cimientos corridos:

$$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

1.6.2 Acero

Para una correcta fricción con el concreto y que se adhiera bien, es necesario el uso del acero corrugado de grado 60. Seguidamente, se presenta la tabla de resumen que contiene las propiedades mecánicas respectivas.

Tabla 1.3 Propiedades mecánicas del acero corrugado 60

Esfuerzo de fluencia	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia última del acero	$f_u = 6300 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Nota: Tomado de "NTP E 060 Concreto Armado", por SENCICO, 2009

1.6.3 Albañilería

Se usan estos valores en el diseño de los parapetos y tabiques dentro de la edificación de oficinas los cuales separan los espacios

Tabla 1.4 Propiedades mecánicas de albañilería

Resistencia nominal a la compresión	$f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E_c = 32500 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte	$G_m = 13000 \text{ kg/cm}^2$

Nota: Tomado de "NTP E 070 Albañilería", por SENCICO, 2006

1.7 Cargas

- **Carga muerta (CM)**

En el caso del edificio analizado, las cargas muertas incluyen el peso propio de los elementos estructurales, así como las cargas asociadas a los tabiques, pisos terminados, acabados y demás elementos permanentes presentes en la edificación.

Tabla 1.5 Pesos unitarios para cargas muertas

Concreto Armado	2400 kg/m ³
Piso terminado (e=5cm)	100 kg/m ²
Albañilería hueca (pandereta)	1350 kg/m ³
Albañilería maciza (King Kong)	1800 kg/m ³

Nota: Tomado de “NTP E 020 Cargas”, por SENCICO, 2006

- **Carga viva (CV)**

En este edificio, las cargas vivas están asociadas a acciones gravitacionales temporales, como el peso de los ocupantes, mobiliario y equipos. Debido al uso como oficinas, la carga viva por tabiquería móvil constituye un componente significativo dentro de la carga viva total.

Tabla 1.6 Pesos unitarios para cargas vivas

Sobrecarga (oficinas)	250 kg/m ²
Corredores y escaleras (oficinas)	400 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²
Tabiquería móvil	100 kg/m ²

Nota: Tomado de “NTP E 020 Cargas”, por SENCICO, 2006

Capítulo 2 : Estructuración y predimensionamiento

2.1 Criterios de estructuración

La estructuración estructural del edificio implica definir la disposición y ubicación de los elementos resistentes: losas, vigas, columnas y placas para garantizar un comportamiento adecuado frente a las cargas de gravedad y sísmicas (Blanco Blasco, 1994). En función de ello, se establecieron los siguientes parámetros fundamentales:

- **Simplicidad y simetría:** El edificio adopta una forma rectangular, logrando una simetría perfecta en planta y en elevación. De esta manera, se evitan concentraciones de esfuerzos y se reduce el riesgo de torsiones no deseadas. Esta configuración geométrica se complementa con una distribución equilibrada del peso y la rigidez en toda la estructura.
- **Resistencia y ductilidad:** La estructura cumple con las normas sismorresistentes, asegurando resistencia adecuada en todas las direcciones y ductilidad. Esto permite desarrollar mecanismos de falla que disipan eficazmente la energía durante eventos sísmicos severos, garantizando la integridad estructural y la seguridad de los ocupantes bajo cargas sísmicas extremas.
- **Hiperestaticidad y monolitismo:** La estructura es de pórticos, compuesta por placas, columnas y vigas peraltadas, y es hiperestática. Esto facilita la formación de rótulas plásticas. El monolitismo, logrado por el vaciado conjunto y la continuidad del refuerzo, permite que la estructura funcione como una unidad.
- **Rigidez lateral:** El edificio cumple con las normas sismorresistentes y límites de deriva. Las placas proporcionan la mayoría de la rigidez lateral, controlando los desplazamientos y protege los elementos no estructurales durante eventos sísmicos.
- **Diafragma rígido:** La planta rectangular del edificio evita problemas de esbeltez. La ausencia de grandes aberturas permite que el entrepiso se comporte como una unidad rígida.
- **Análisis de la influencia de los elementos no estructurales:** Los planos establecen que los elementos no estructurales se diseñarán de manera independiente, sin anclajes a la estructura principal. Estos componentes serán calculados para soportar por sí mismos las cargas sísmicas que les correspondan.
- **Regularidad Estructural:** En concordancia con los principios de simetría y continuidad descritos, la edificación se configura como una estructura regular según los criterios de la Norma E.030 debido a su forma rectangular. El diseño evita la presencia de irregularidades en altura (como piso blando o irregularidad de masa) y en planta (como torsión o esquinas entrantes).

2.2 Predimensionamiento de losas

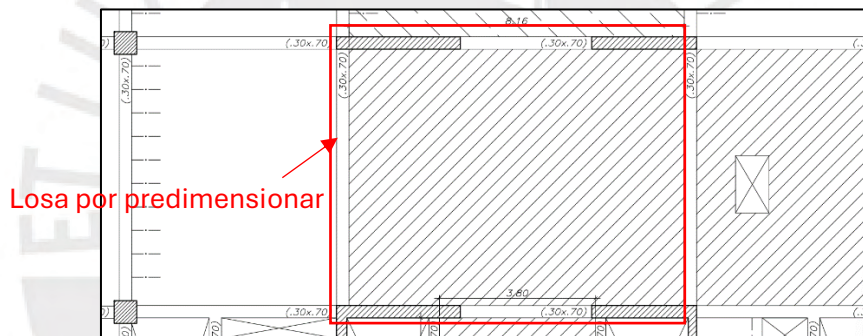
2.2.1 Predimensionamiento de losas macizas

Para el caso de losas macizas armadas en dos sentidos y apoyadas en vigas sobre sus cuatro lados, se utilizaron las siguientes expresiones:

- Losas en 2 direcciones: $h \geq L / 40$ o $h \geq \text{Perímetro} / 180$
- Losas en 1 dirección: $h \geq L / 30$

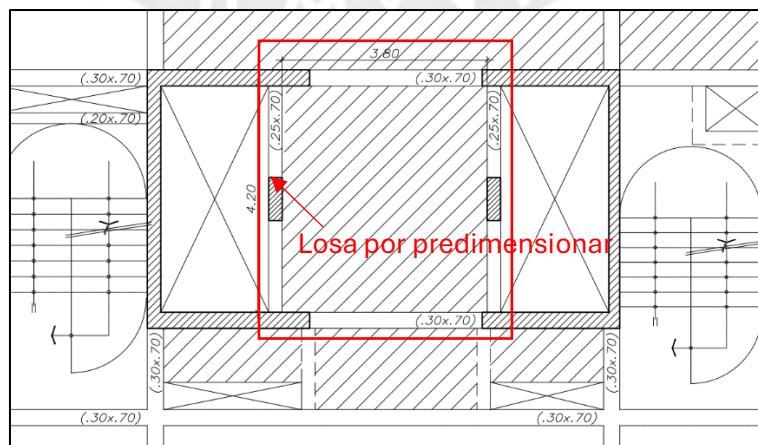
Debido a la estructuración realizada se obtuvo una luz de 8.25 m de cara a cara de viga para la losa maciza más crítica que se ubica entre los ejes 4-5 y C-D (Figura 2.1) y para la otra losa maciza menos cargada que se encuentra entre los ejes 4-5 y D-E se dimensiona con 3.8 m y 4.2 m de luces cara a cara de viga para la losa maciza en 2 direcciones (Figura 2.2).

Figura 2.1 Losa maciza en una dirección. Se presenta la más crítica. Eje 4-5 y C-D



Nota: Elaboración propia

Figura 2.2 Losa maciza en dos direcciones. Se presenta la más crítica. Eje 4-5 y D-E



Nota: Elaboración propia

Con el fin de uniformizar las dimensiones seleccionadas se considera un espesor de 20 cm para todas las losas macizas.

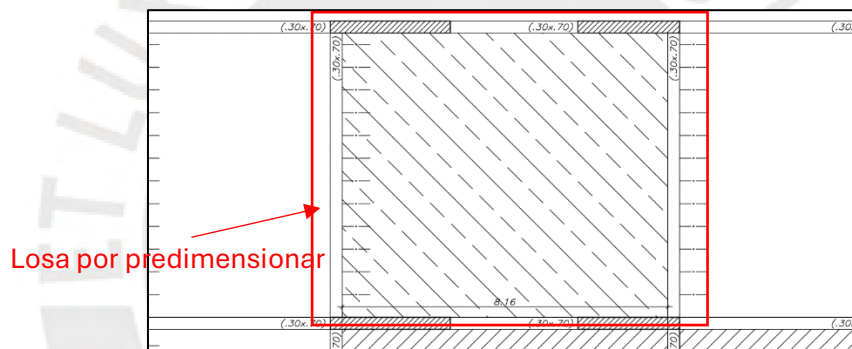
2.2.2 Predimensionamiento de losas aligeradas

El tipo de sistema usado para el aligerado es el convencional unidireccional el cual trabaja en una sola dirección. Las viguetas están simplemente apoyadas sobre las placas y vigas. Además, existe continuidad con los encuentros con losas macizas u otras losas de igual o diferente espesor. Para el caso de aligeradas continuas con $s/c \leq 300 \text{ kg/m}^2$, se utilizó la siguiente expresión:

$$h \geq L / 25$$

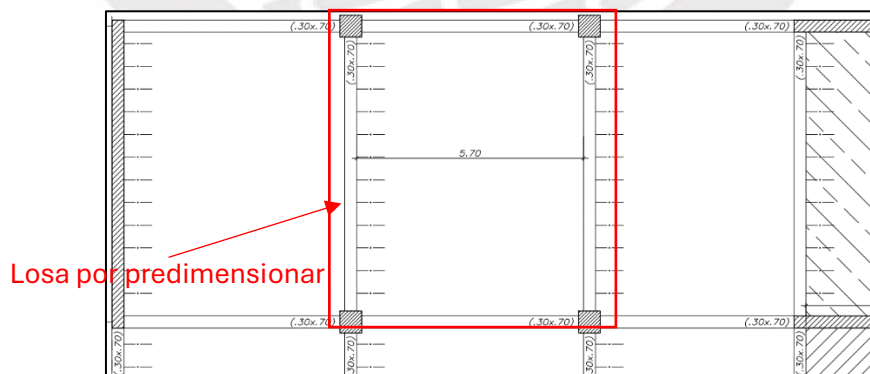
A partir de la estructuración considerada se obtiene una luz de 8.16 m para losa aligerada que se ubica entre los ejes 4-5 y B-C (Figura 2.3) y 5.7 m para la segunda losa aligerada más crítica se ubica entre los ejes 2-3 y B-C (Figura 2.4).

Figura 2.3 Losa aligerada en dos direcciones. Se presenta la más crítica. Eje 4-5 y B-C



Nota: Elaboración propia

Figura 2.4 Losa aligerada en una dirección típica. Eje 2-3 y B-C



Nota: Elaboración propia

Con el objetivo de economizar, se considera un espesor de 30 cm para la losa aligerada más crítica entre los ejes B-C y un espesor de 25 cm para las demás losas aligeradas.

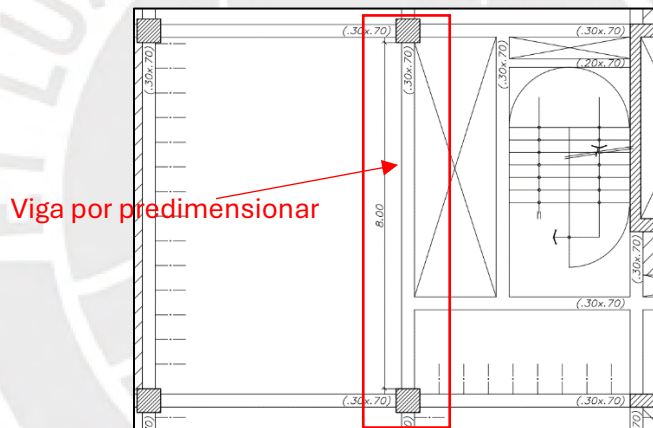
2.3 Predimensionamiento de vigas

Las vigas se pueden predimensionar con las siguientes fórmulas:

- $h \geq \frac{L}{14}$ Para vigas continuas
- $h \geq \frac{L}{12}$ Para vigas simplemente apoyadas
- $0.3h \leq b \leq 0.5h$

La viga más crítica es la de mayor luz, en este caso es la viga que se ubica entre los ejes 3 y D-E y cuenta con 8 m de luz libre el tramo de viga cuenta con continuidad (Figura 2.5).

Figura 2.5 Viga más crítica. Eje 3 y D-E



Nota: Elaboración propia

A partir del cálculo en el que se usa las ecuaciones presentadas anteriormente se considera en ambas direcciones vigas de 30x70 cm para todo el edificio.

2.4 Predimensionamiento de columnas

Para realizar el predimensionamiento de columnas se consideran las siguientes fórmulas:

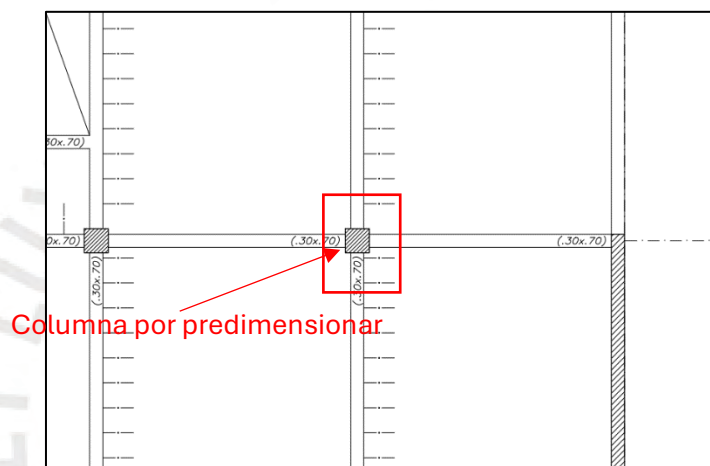
- $\text{Área} = \frac{P_{servicio}}{0.45 \cdot f'c}$ para columnas intermedias
- $\text{Área} = \frac{P_{servicio}}{0.35 \cdot f'c}$ para columnas exteriores y esquineras

Datos iniciales:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

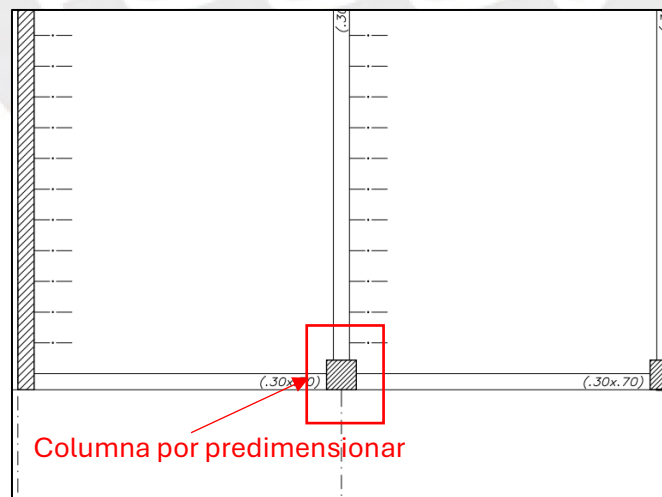
El ratio del peso por cada metro cuadrado recomendado para una edificación es de aproximadamente 1 ton/m^2 y el edificio cuenta con 7 pisos. Se predimensiona la columna a partir de la elección de la columna intermedia más crítica que se ubica entre los ejes 7 y E (Figura 2.6) la cual cuenta con un área tributaria de 48.65 m^2 y, también, se considera para un segundo predimensionamiento la columna exterior más crítica que se encuentra entre los ejes 2 y F (Figura 2.7) con área tributaria de 25.33 m^2 .

Figura 2.6 Columna intermedia más crítica. Eje 7 y E



Nota: Elaboración propia

Figura 2.7 Columna exterior más crítica. Eje 2 y F



Nota: Elaboración propia

Tras realizar el predimensionamiento de las columnas mencionadas, se selecciona la dimensión que cumpla de mejor manera con ambos, que proporciona un área necesaria de 3600 cm². Por consiguiente, se propone utilizar columnas de 60 x 60 cm en todo el edificio, unificando así las dimensiones de todas las columnas.

2.5 Predimensionamiento de placas

Las placas son elementos estructurales de gran relevancia, ya que constituyen las principales fuentes de rigidez para la estructura. El predimensionamiento del ancho de las placas se realiza mediante lo que indica la norma E 060.

$$e = \frac{h}{25}$$

Donde:

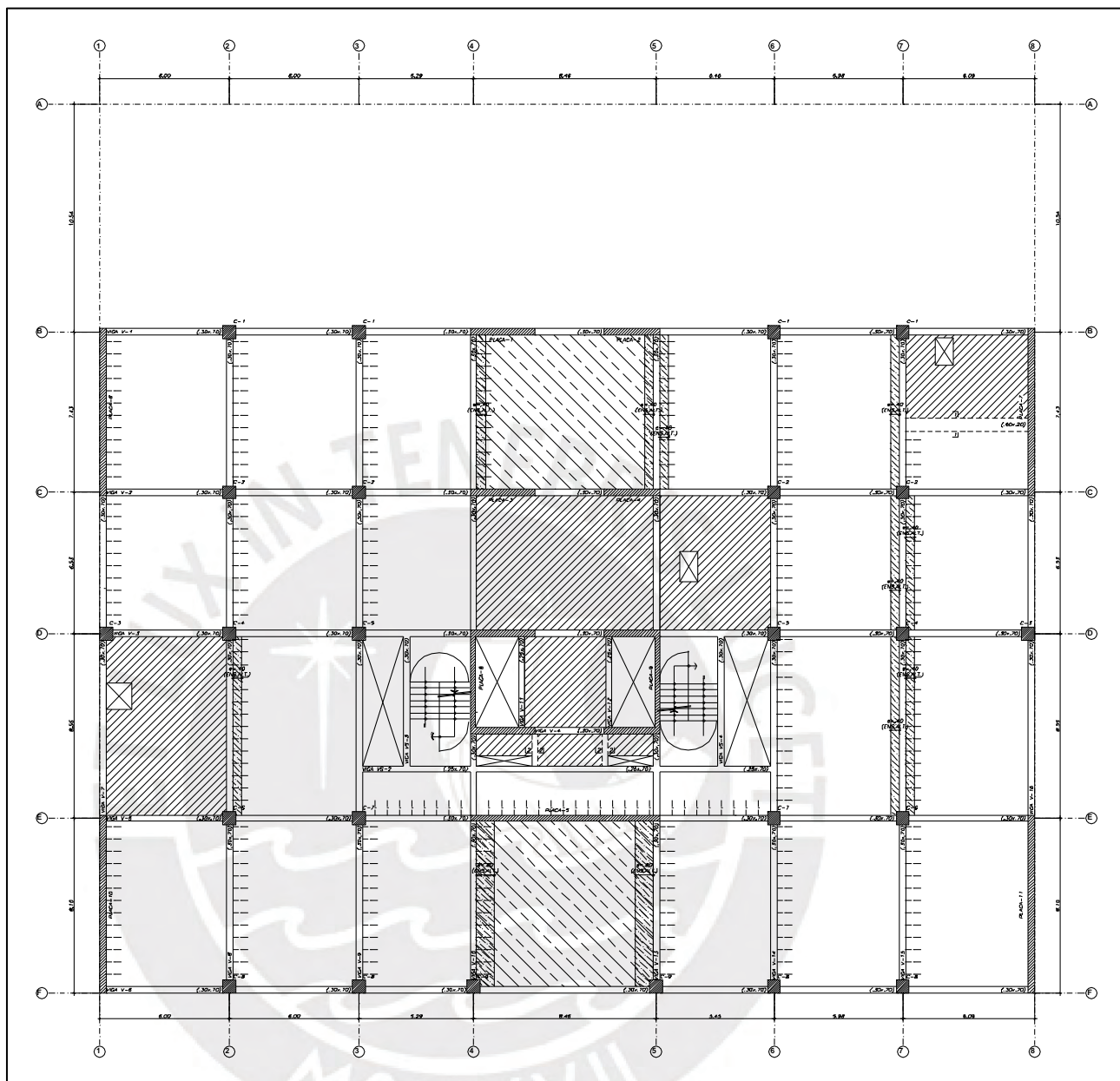
e: Ancho de placa

h: Altura de entrepiso

Dado que la altura de entrepisos es de 3,25 m, el espesor calculado mediante esta fórmula es de 0,15 m. No obstante, con el fin de garantizar la continuidad estructural de las vigas y por consideraciones arquitectónicas, se adoptó un espesor de 0,25 m y 0,30 m para las placas del edificio.

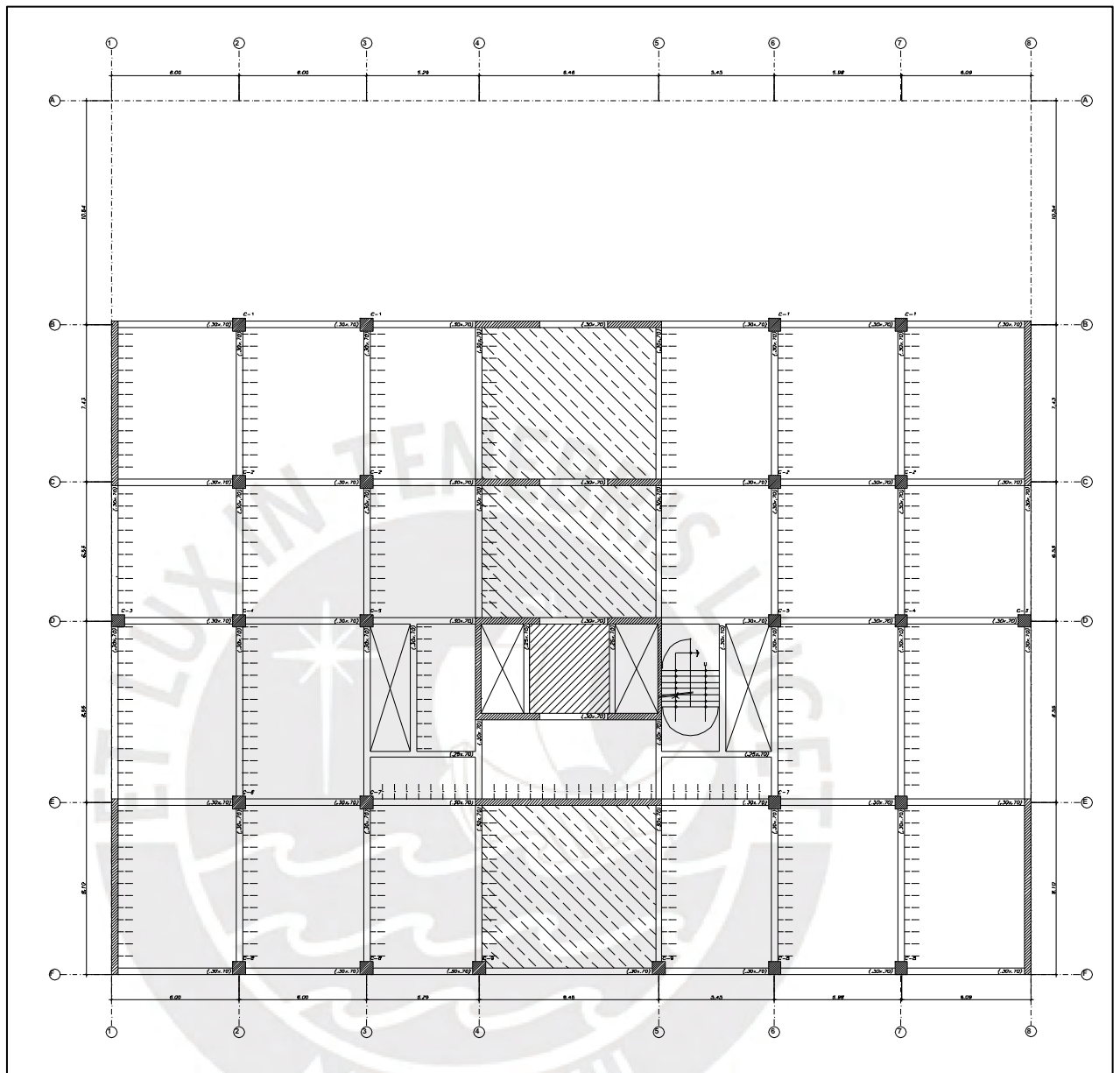
Utilizando los cálculos de predimensionamiento y la estructuración previamente definida, se procedió a elaborar el plano de la planta típica y la azotea del edificio (Figura 2.8 y 2.9).

Figura 2.8 Planta típica de estructuras



Nota: Elaboración propia

Figura 2.9 Planta de azotea de estructura



Nota: Elaboración propia

Capítulo 3 : Análisis sísmico

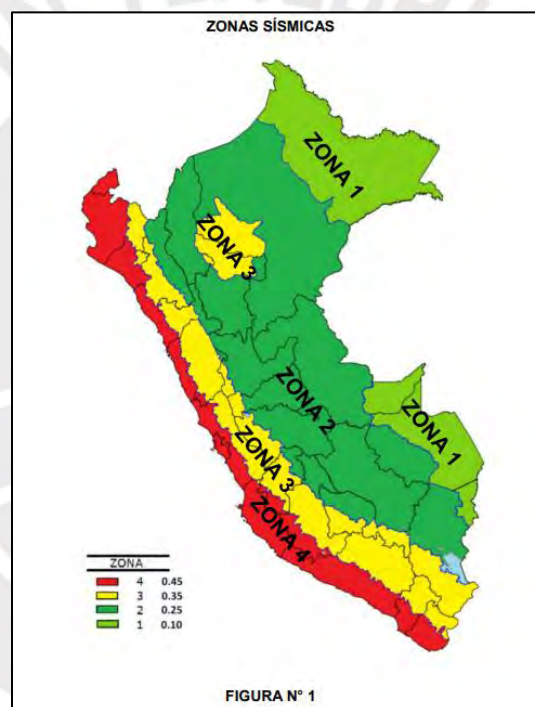
3.1 Parámetros del análisis sísmico

3.1.1 Factor de zona (Z)

La norma E030 define un parámetro denominado factor “Z”, el cual se asigna de manera específica a cada una zona del país (Figura 3.1). Este coeficiente representa la máxima aceleración horizontal en condiciones de suelo rígido. Su definición se describe como la aceleración con una probabilidad del 10% de ser excedida durante un lapso de 50 años.

Esta metodología permite una cuantificación relativa de la intensidad sísmica prevista, proporcionando así una base para el diseño sísmico.

Figura 3.1 Zonas sísmicas según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente



Nota: Tomado de “NTP E 030 DISEÑO SISMORESISTENTE 2018”

La estructura se sitúa en el distrito de Miraflores, perteneciente a la provincia y departamento de Lima. De acuerdo con los parámetros establecidos en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, esta ubicación corresponde a la Zona 4, considerada la de mayor riesgo sísmico en el territorio peruano. Esta clasificación se debe principalmente a su proximidad al punto de convergencia entre las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana. Como resultado de esta categorización, se le asigna un factor "Z" de 0.45, reflejando la alta probabilidad de actividad sísmica en la costa.

3.1.2 Parámetros de sitio (S, TP, TL)

La determinación del coeficiente S está condicionada por dos variables fundamentales: la clasificación del perfil del terreno y la ubicación del edificio dentro de las zonas sísmicas establecidas (Tabla 3.1).

Tabla 3.1 Valores de factor "S"

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO/ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota: Tomado de "NTP E 030 DISEÑO SISMORESISTENTE 2018"

El terreno característico del distrito de Miraflores, en Lima, presenta propiedades que lo catalogan dentro de la categoría S1 en la clasificación de perfiles de suelo. Esta designación corresponde a un terreno rígido. Considerando el edificio esta en la zona sísmica 4 y sobre un perfil de suelo tipo S1, se le asigna un factor S con valor 1. Este coeficiente representa la estimación de la amplificación de las fuerzas sísmicas.

Tabla 3.2 Parámetros TP y TL

PERFIL DE SUELO "S"				
T/S	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Nota: Tomado de "NTP E 030 DISEÑO SISMORESISTENTE 2018"

De acuerdo con la clasificación establecida en la norma E030, para el perfil de suelo tipo S1 donde se ubica la edificación en cuestión, se definen dos parámetros sísmicos fundamentales (Tabla 3.2). El primero, denominado TP, se establece en 0.40 segundos, mientras que el segundo, TL, se fija en 2.50 segundos para nuestra edificación.

3.1.3 Factor de amplificación sísmica (C)

El coeficiente C se determina en función de tres parámetros clave: el periodo fundamental de la estructura (T) y los periodos TP y TL (Tabla 3.3). Estos dos últimos están directamente vinculados a las características del perfil de suelo subyacente a la edificación.

Tabla 3.3 Factor de amplificación sísmica “C”

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN “C”	
$T < T_P$	$C = 2.5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$

Nota: Tomado de “NTP E 030 DISEÑO SISMORESISTENTE 2018”

3.1.4 Factor de uso (U)

La norma E.030 de Diseño Sismorresistente establece una clasificación de edificaciones en cuatro categorías distintas (Tabla 3.4). El proyecto en cuestión es para albergar oficinas, se enmarca en la categoría C. Esta designación corresponde a estructuras de uso común, a las cuales se les asigna un factor de uso equivalente a 1.0.

Tabla 3.4 Factor de uso “U”

FACTOR DE USO “U”	
Edificaciones esenciales (A)	1.5
Edificaciones importantes (B)	1.3
Edificaciones comunes (C)	1.0

Nota: Tomado de “NTP E 030 DISEÑO SISMORESISTENTE 2018”

3.1.5 Coeficiente de reducción (R)

El coeficiente de reducción se determina considerando el sistema estructural de la edificación y la presencia de irregularidades en planta o altura. La estructura en cuestión, construida en concreto armado, se caracteriza por una predominancia de muros estructurales sobre elementos de columnas, lo que la sitúa en la categoría correspondiente a sistemas de muros estructurales (Tabla 3.5).

Se presupone a cargo de verificar, que la edificación no presenta irregularidades en altura y planta, manteniendo una configuración regular tanto en su proyección horizontal como en su desarrollo vertical.

Teniendo en cuenta estas características y en conformidad con los criterios establecidos en la normativa vigente, se ha asignado un coeficiente de reducción de 6 para esta edificación.

Tabla 3.5 Valores del Coeficiente Básico de Reducción “R” para estructuras en concreto armado

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción (R0)
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota: Tomado de “NTP E 030 DISEÑO SISMORESISTENTE 2018”

3.2 Modelo computacional

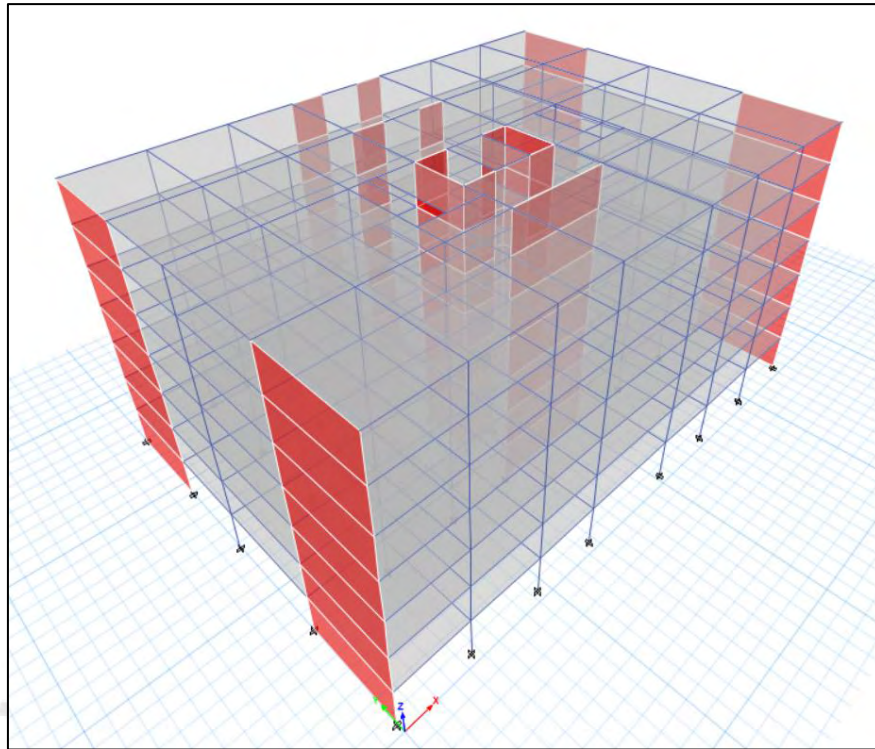
El análisis sísmico de la edificación se realizó mediante el uso del software ETABS. Se elaboró una representación tridimensional que incorpora la especificación de ejes, propiedades de los materiales y dimensiones de los elementos estructurales, incluyendo losas como membranas, vigas sin incluir el efecto de torsión, columnas y muros (Figura 3.2 y 3.3). Cada piso del modelo se representó como un diafragma rígido con tres grados de libertad: dos traslaciones horizontales y uno de rotación., en la figura 3.4 se presenta el centro de masas y rigidez del piso típico.

Considerando las favorables condiciones geotécnicas del terreno, se optó por simular la base de la estructura como un empotramiento perfecto. En aquellos elementos donde la longitud era insuficiente para garantizar el anclaje adecuado del refuerzo longitudinal a tracción, se introdujeron articulaciones. Para reflejar la rigidez en las conexiones viga-columna, se implementaron elementos de enlace 100 % rígidos.

La asignación de cargas correspondientes al peso propio, divisiones internas y sobrecargas se realizó de forma manual. El software se encargó de calcular las masas por nivel, tomando en cuenta toda la carga muerta y un 25% de la carga viva.

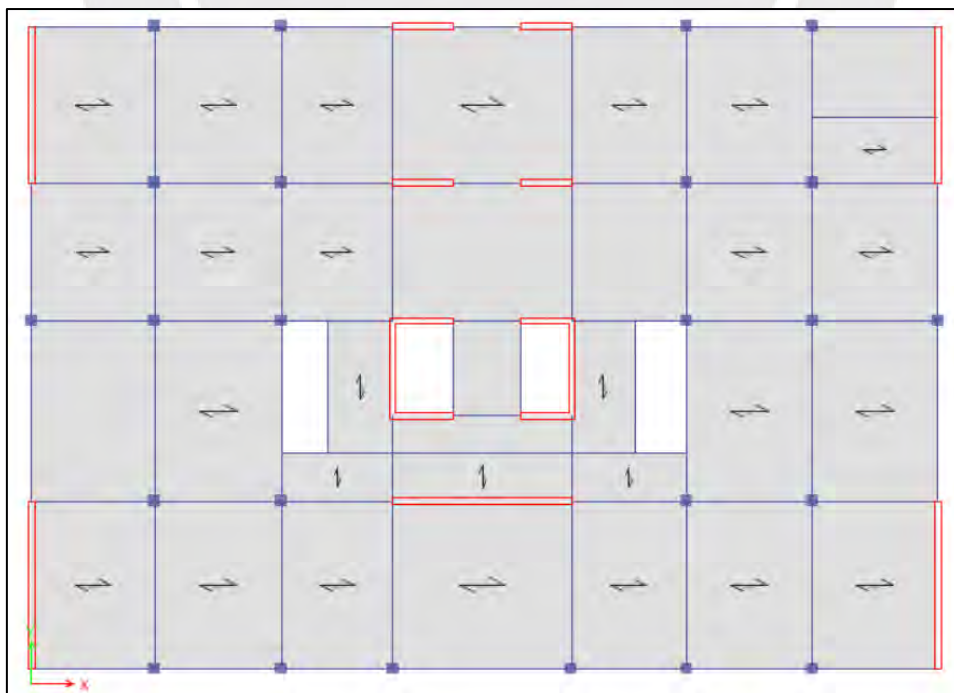
Posteriormente, para considerar la variabilidad del centro de masa y rigidez, se aplicó una excentricidad accidental del 5% en ambas direcciones principales de la estructura, lo cual toma en cuenta las posibles asimetrías de rigidez y distribuciones no uniformes de carga que pueden ocurrir en la realidad.

Figura 3.2 Vista 3D del edificio modelado en el programa ETABS



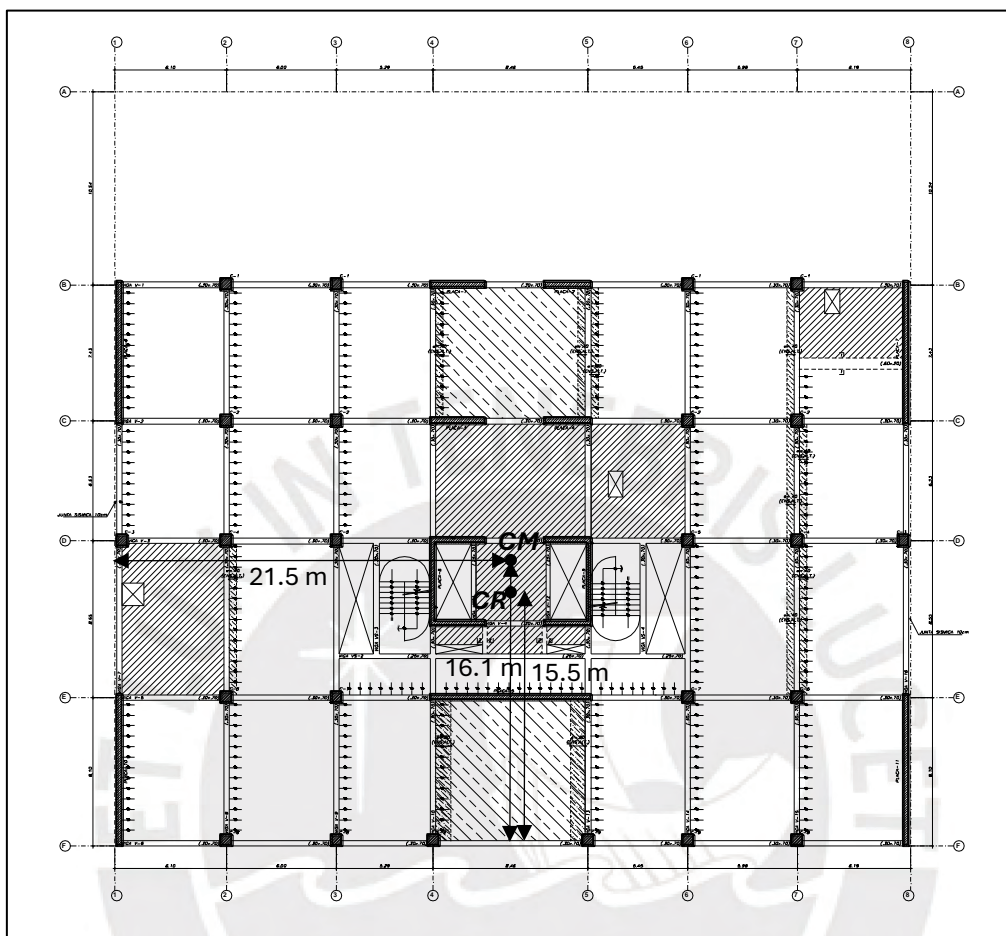
Nota: Elaboración propia

Figura 3.3 Vista en planta típica del edificio modelado en el programa ETABS



Nota: Elaboración propia

Figura 3.4 Vista en planta típica del edificio, se muestra el centro de masa y rigidez extraído del programa ETABS



Nota: Elaboración propia

3.2.1 Peso de la edificación

La norma E.030 de Diseño Sismorresistente establece un método específico para el cálculo del peso sísmico de las edificaciones. Este procedimiento consiste en sumar la carga muerta con una fracción de la carga viva. El porcentaje de carga viva varía según la categoría de la edificación. En el caso de estructuras clasificadas como comunes, pertenecientes a la categoría C, se estipula el 25% de la carga viva.

Adicionalmente, para edificaciones de esta categoría, se anticipa un ratio de peso aproximado de 1 ton/m² en pisos típicos. En el metrado de carga viva y muerta se realizó por el programa ETABS y se obtuvo un valor de 1.04 ton/m² para los niveles típicos (Tabla 3.6), lo cual se ajusta al valor esperado. Esta concordancia valida la precisión del metrado efectuado y la confiabilidad del modelo desarrollado en ETABS.

Tabla 3.6 Ratio de Peso sísmico entre área por piso

	PESO SÍSMICO ACUMULADO (ton)	PESO SÍSMICO POR PISO (ton)	ÁREA (m ²)	PESO/ÁREA (ton/m ²)
AZOTEA	990	990	1291	0.77
TECHO 6	2334	1344	1291	1.04
TECHO 5	3678	1344	1291	1.04
TECHO 4	5022	1344	1291	1.04
TECHO 3	6366	1344	1291	1.04
TECHO 2	7711	1344	1291	1.04
TECHO 1	9055	1344	1291	1.04

Nota: Elaboración propia

3.2.2 Modos y periodos de la estructura

Con el objetivo de comprender el comportamiento dinámico del edificio ante cargas sísmicas, se realizó un análisis modal. El análisis permite identificar los modos de vibración de la estructura, los cuales son función de su rigidez y distribución de masa, independientemente de las características de un evento sísmico.

Para este estudio, el caso de la estructura con 3 grados de libertad por piso con excentricidad resulto en un total de 10 modos analizados para los 7 pisos del edificio. Los resultados de los periodos fundamentales de la estructura son 0.45 segundos en la dirección X-X y 0.39 segundos en la dirección Y-Y (Tabla 3.7).

En el análisis modal de la estructura, se observaron comportamientos distintos en los ejes principales. El eje X mostró predominancia del primer modo, con una participación de masa del 77%, mientras que en el eje Y, el segundo modo resultó más significativo, alcanzando el 73% de participación. La suma total de las masas participativas en ambas direcciones llegó al 100%, superando así el requisito normativo del 90%.

Tabla 3.7 Periodos y masas participativas por modo de vibración de la estructura con 3 grados de libertad por piso con excentricidad

MODO	PERIODO (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0.45	0.77	0.00	0	0.77	0.00
2	0.39	0.00	0.73	0	0.77	0.73
3	0.36	0.00	0.00	0	0.77	0.73
4	0.13	0.15	0.00	0	0.92	0.73
5	0.10	0.00	0.20	0	0.92	0.93
6	0.09	0.00	0.00	0	0.92	0.93

MODO	PERIODO (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
7	0.06	0.05	0.00	0	0.97	0.93
8	0.04	0.00	0.05	0	0.97	0.98
9	0.04	0.02	0.00	0	0.99	0.98
10	0.03	0.00	0.00	0	0.99	0.98

Nota: Elaboración propia

3.3 Análisis estático

El método de análisis estático o de fuerzas laterales equivalentes idealiza la acción sísmica a través de fuerzas laterales concentradas en los centros de masa de los diafragmas.

La fuerza cortante basal estática se calcula:

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

Donde:

V: Fuerza Cortante estática (ton)

P: Peso sísmico de la estructura (ton)

Tabla 3.8 Cálculo de cortante estático

	X-X	Y-Y
Z	0.45	0.45
U	1	1
C	2.20	2.50
S	1	1
R	6	6
P (ton)	9055	9055
V estático (ton)	1496	1698

Nota: Elaboración propia

Adicionalmente, se debe verificar que la división del coeficiente de amplificación sísmica (C) y el coeficiente de reducción (R) cumpla con la condición:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

El análisis revela que el valor C/R (0.37) más desfavorable cumple el mínimo normativo (0.125), (tabla 3.9).

Tabla 3.9 Relación de C y R

Dirección de análisis	Periodo (s)	C	C/R
XX	0.45	2.20	0.37
YY	0.39	2.50	0.42

Nota: Elaboración propia

3.4 Análisis dinámico

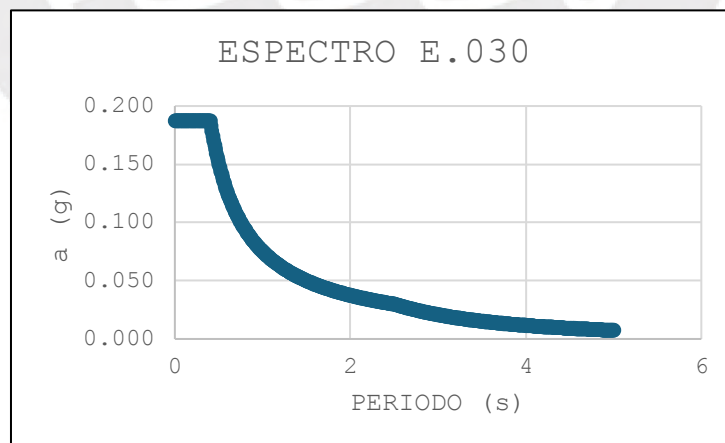
3.4.1 Espectro dinámico

El análisis sísmico de la estructura se realizó mediante el método de superposición modal espectral, una de las dos opciones avanzadas que permite la Norma E.030. Esta técnica, más representativa que el análisis estático, se basa en un espectro inelástico de pseudoaceleraciones que cumple con los requisitos normativos vigentes.

A diferencia del análisis tiempo-historia, que se usa principalmente para verificación, el método de superposición modal espectral se aplicó como análisis principal. El espectro utilizado en este estudio (Figura 3.5) se definió mediante la siguiente fórmula de la norma E.030:

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

Figura 3.5 Espectro de la norma E.030 del edificio en ambos sentidos



Nota: Elaboración propia

3.4.2 Efecto de torsión

Siguiendo las especificaciones de la Norma E.030, se aplicó una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo. El valor de esta excentricidad

se estableció en 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección considerada. Esta consideración permite contemplar posibles variaciones en la distribución de masas que podrían afectar la respuesta sísmica de la estructura.

3.4.3 Fuerza cortante mínima en la base

La Norma E.030 de Diseño Sismorresistente establece criterios para la verificación de la fuerza cortante basal del análisis dinámico de estructuras. En edificaciones regulares, la fuerza cortante en el primer entrespezo resultante del análisis dinámico no debe ser menor al 80 % de la calculada mediante el método estático, para cada dirección de análisis. En el caso de estructuras irregulares, dicho porcentaje se incrementa al 90 %.

En el presente proyecto, la edificación se clasifica como regular, obteniéndose factores de escalamiento de 1.21 en la dirección XX y de 1.33 en la dirección YY, tal como se muestra en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10 Cálculo de factor de escala en ambos ejes

DIRRECIÓN	V estático (ton)	V dinámico (ton)	0.8 V estático (ton)	f (0.8 V estático/V dinámico)
X-X	1496	996	1196	1.21
Y-Y	1698	1024	1358	1.33

Nota: Elaboración propia

3.5 Factor por irregularidad (I_a y I_p)

Para continuar con el análisis de los factores de irregularidad, fue necesario verificar el valor del factor de reducción sísmica R , inicialmente adoptado como 6, correspondiente a un sistema estructural de muros. Con este fin, se determinó la fuerza cortante resistida por muros y columnas, lo que permitió evaluar el porcentaje de carga absorbido por cada tipo de elemento estructural (Tabla 3.11). En ambas direcciones principales de análisis, corresponden a muros estructurales, dado que estos absorben más del 80 % de la cortante basal.

Tabla 3.11 Porcentaje de cortante para columnas y muros

DIRRECIÓN	V columnas (%)	V muros (%)
X-X	10.6	89.4
Y-Y	5.4	94.6

Nota: Elaboración propia

3.5.1 Irregularidad en altura (I_a)

La edificación exhibe una estructuración de forma cuadrada, es ideal para la resistencia sísmica, caracterizada por ser simétrico y simple. Por lo cual, no presenta irregularidades extremas, variaciones abruptas de masa, irregularidades

geométricas verticales y discontinuidades en los sistemas resistentes. Solo se analizó por irregularidad de piso blando.

3.5.1.1 Irregularidad de rigidez

La Norma E.030 de Diseño Sismorresistente establece dos criterios para determinar la irregularidad de rigidez en estructuras.

El primer criterio indica que hay irregularidad cuando la rigidez del entrepiso inferior es menor que 0.7 veces la rigidez del entrepiso superior.

El segundo criterio señala que existe irregularidad cuando la rigidez del entrepiso inferior es menor que 0.8 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores.

Como se observa en las tablas 3.12 y 3.13, en el eje X-X y eje Y-Y cumple satisfactoriamente ambos criterios. Por ello, el factor de irregularidad en altura es 1.

Tabla 3.12 Análisis de irregularidad de rigidez, eje x-x

STORY	Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m)	Caso I	Caso II	VERIFICACIÓN	
				Caso I	Caso II
6	2050	-	-	-	-
5	2559	1.25	-	No presenta Irregularidad	-
4	2956	1.15	-	No presenta Irregularidad	-
3	3438	1.16	1.36	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
2	4261	1.24	1.43	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
1	6084	1.43	1.71	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad

Nota: Elaboración propia

Tabla 3.13 Análisis de irregularidad de rigidez, eje y-y

STORY	Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m)	Caso I	Caso II	VERIFICACIÓN	
				Caso I	Caso II
6	2015	-	-	-	-
5	2749	1.36	-	No presenta Irregularidad	-
4	3453	1.26	-	No presenta Irregularidad	-
3	4374	1.27	1.60	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
STORY		Caso I	Caso II	VERIFICACIÓN	

	Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m)			Caso I	Caso II
2	5965	1.36	1.69	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
1	8870	1.49	1.93	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad

Nota: Elaboración propia

3.5.2 Irregularidad en planta (Ip)

3.5.2.1 Irregularidad torsional

La Norma E.030 de Diseño Sismorresistente establece un criterio específico para identificar la irregularidad torsional en edificaciones. Este fenómeno se considera presente en cualquiera de las direcciones analizadas cuando se cumple la siguiente condición:

El desplazamiento relativo máximo de entrepiso en un extremo de la edificación supera en 1.3 veces o más el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo nivel, bajo la misma carga sísmica aplicada.

Los resultados del análisis muestran que los valores máximos obtenidos son 1.06 en el eje X-X y 1.14 en el eje Y-Y (Tabla 3.14 y 3.15). Ambos valores están significativamente por debajo del límite de 1.3 establecido por la norma. Esto indica que la edificación no presenta irregularidad torsional en ninguna de las direcciones analizadas.

Tabla 3.14 Verificación de irregularidad por torsión en el eje X

NIVEL	COCIENTE
AZOTEA	1.06
6	1.06
5	1.06
4	1.06
3	1.06
2	1.05
1	1.05

Nota: Elaboración propia

Tabla 3.15 Verificación de irregularidad por torsión en el eje Y

NIVEL	COCIENTE
AZOTEA	1.14
6	1.14
5	1.14
4	1.14
3	1.14
2	1.14
1	1.13

Nota: Elaboración propia

En conclusión, la edificación no presenta ningún tipo de irregularidad, lo cual cumple lo asumido inicialmente. Por lo tanto, se puede continuar con el análisis del edificio.

3.6 Control de desplazamiento laterales

La Norma E.030 de Diseño Sismorresistente establece criterios específicos para la estimación de los desplazamientos inelásticos de las estructuras durante eventos sísmicos severos.

Los desplazamientos mediante análisis lineal elástico se ajustan m por $0.75R$ en edificaciones regulares y por $0.85R$ en edificaciones irregulares. Este factor permite aproximar el comportamiento inelástico de la estructura, considerando que las deformaciones reales serán mayores que las calculadas en el rango elástico.

3.6.1 Derivas

La Norma E.030 de Diseño Sismorresistente establece límites específicos para los desplazamientos laterales en edificaciones con un doble propósito: controlar la demanda de ductilidad durante sismos severos y prevenir daños en elementos no estructurales durante eventos sísmicos menores. Estos límites se expresan como valores máximos de deriva de entrepiso y varían según el material predominante en la estructura.

Para el caso particular de este estudio, al tratarse de un edificio de concreto armado, la norma fija una deriva máxima permisible de 0.007. Al analizar, se obtuvo una deriva en el eje XX de 0.0038 y en el eje YY de 0.0039 cumpliendo lo exigido por la norma (Tabla 3.16 y 3.17).

Tabla 3.16 Deriva de entrepiso en la dirección XX

NIVEL	DESP. (cm)	0.75*R	Desp*0.75*R (cm)	Altura de entrepiso	Desp. De entrepiso (cm)	Deriva de entrepiso (‰)
AZOTEA	1.54	4.50	6.93	3.25	0.90	2.76
6	1.34	4.50	6.04	3.25	1.04	3.21
5	1.11	4.50	4.99	3.25	1.16	3.58
4	0.85	4.50	3.83	3.25	1.22	3.75
3	0.58	4.50	2.61	3.25	1.17	3.59
2	0.32	4.50	1.44	3.25	0.96	2.95
1	0.11	4.50	0.48	3.25	0.48	1.49

Nota: Elaboración propia

Tabla 3.17 Deriva de entrepiso en la dirección YY

NIVEL	DESP. (cm)	0.75*R	Desp*0.75*R (cm)	Altura de entrepiso	Desp. De entrepiso (cm)	Deriva de entrepiso (‰)
AZOTEA	1.58	4.50	7.11	3.25	1.19	3.67
6	1.32	4.50	5.92	3.25	1.25	3.84
5	1.04	4.50	4.67	3.25	1.25	3.86
4	0.76	4.50	3.41	3.25	1.19	3.67
3	0.49	4.50	2.22	3.25	1.04	3.20
2	0.26	4.50	1.18	3.25	0.79	2.42
1	0.09	4.50	0.40	3.25	0.40	1.22

Nota: Elaboración propia

3.6.2 Junta sísmica

La junta sísmica es necesario en la construcción de edificios, diseñadas para prevenir el contacto o choque entre estructuras vecinas durante eventos sísmicos. Su importancia radica en el hecho de que los edificios adyacentes pueden experimentar movimientos diferentes durante un terremoto, lo que podría resultar en daños si no existiera una separación adecuada entre ellos.

De acuerdo con la Norma E.030, la separación mínima de la junta sísmica debe ser mayor que dos tercios del desplazamiento máximo. Asimismo, la norma establece la expresión $s = 0.006h$, donde h corresponde a la altura total del edificio medida desde el nivel del terreno natural, fijándose un valor mínimo de 0.03 m.

En el proyecto se asume que los vecinos no han dejado junta sísmica. De esa manera, con las dos fórmulas establecidas por la Norma E.030 se obtuvo una junta sísmica en la dirección x-x de 10 cm (Tabla 3.18)

Tabla 3.18 Junta sísmica para ambas direcciones

FÓMULA 1			S (cm)
SENTIDO	DESP. INELASTICO (cm)	2/3 DESP. INELASTICO (cm)	
X-X	6.93	4.6	10
Y-Y	7.11	4.7	
FÓMULA 2			
SENTIDO	ALTURA (m)	0.003*ALTURA (cm)	
X-X	22.75	6.8	
Y-Y	22.75	6.8	

Nota: Elaboración propia



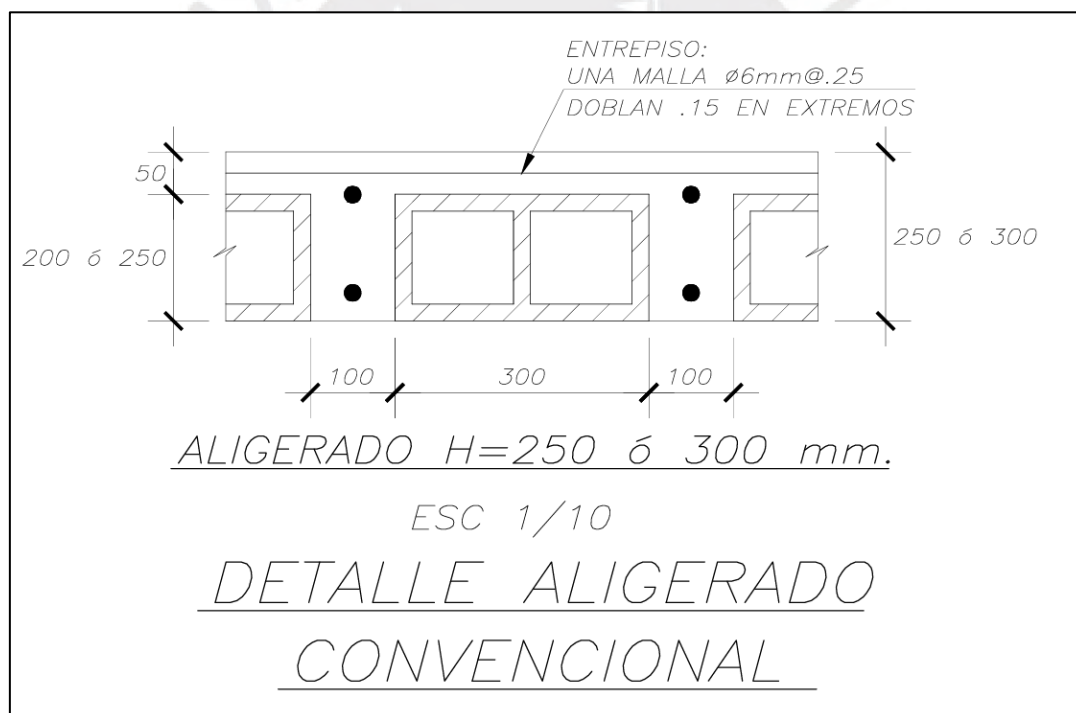
Capítulo 4 : Diseño de losas

4.1 Diseño de losas aligeradas

Las losas aligeradas están conformadas por viguetas con sección “T”, dispuestas a espaciamientos de 40 cm, se diseñan para resistir esfuerzos de flexión y corte. Este sistema incorpora ladrillos huecos que cumplen la función de relleno y encofrado, permitiendo disminuir el consumo de concreto y, en consecuencia, el peso propio de la losa.

La estructura de la losa se obtiene mediante un vaciado monolítico que integra las viguetas con las vigas. En el proyecto analizado, las viguetas presentan una losa de compresión de 5 cm, una base de 10 cm y utilizan bloques de relleno con alturas comprendidas entre 20 y 25 cm (Figura 4.1), configuración que contribuye a la reducción del peso total del sistema.

Figura 4.1 Sección transversal de una losa aligerada



Nota: Elaboración propia

4.1.1 Diseño por flexión

La vigueta en forma de T presenta una geometría variable según el tipo de momento: para momentos positivos, el ala tiene 40 cm de ancho, mientras que, para momentos negativos, el alma mide 10 cm. El diseño debe garantizar que el

momento nominal (M_n), reducido por el factor ϕ , sea igual o superior al momento último (M_u) generado por las cargas en estado límite:

$$0.9 \cdot M_n \geq M_u$$

Además, considerando el equilibrio y con el uso del bloque de compresiones se puede establecer las siguientes fórmulas para calcular el área de acero:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.9 \cdot 0.85 \cdot f^c \cdot b}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

la Norma E.060 también establece un mínimo refuerzo de acero en flexión el cual debe proporcionar un momento resistente que supere en 1.2 veces el momento de agrietamiento, previniendo así fallas frágiles. Por otro lado, el acero máximo en tracción se limita al 75% del acero necesario para alcanzar la falla balanceada.

$$A_{smin} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f^c}}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d$$

$$A_{máx} = 0.75 \cdot A_{sb}$$

4.1.2 Diseño por cortante

En losas aligeradas, el concreto por sí solo debe resistir los esfuerzos cortantes, ya que no se pueden usar estribos. La Norma E.060 permite aumentar en un 10% la resistencia del concreto.

$$\phi V_c = 1.1 \cdot 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f^c} \cdot b \cdot w \cdot d$$

Es necesario comparar esta resistencia con la fuerza cortante última (V_u) a una distancia "d" del apoyo. Si la resistencia es insuficiente, se hacen ensanches eliminando los ladrillos cercanos a los apoyos. Esta técnica aumenta el área de concreto que resiste el cortante, garantizando la seguridad estructural de la losa sin necesidad de refuerzos.

4.1.3 Control de fisuras

El refuerzo por flexión ayuda a controlar el ancho de grietas en zonas de tracción máxima. La norma establece que, bajo condiciones de servicio, la distribución y esfuerzo del acero deben resultar en un valor del parámetro "Z" no mayor a 26,000

kg/cm. Este criterio busca prevenir grietas excesivas, asegurando la durabilidad y funcionalidad de la estructura a largo plazo:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{dc \cdot Act} \leq 26,000 \text{ kg/cm}$$

4.1.4 Control de deflexiones

El artículo 9.6.2 de la Norma E.060 establece peraltes mínimos para elementos estructurales según sus condiciones de apoyo, eximiendo del cálculo de deflexiones si se cumplen. Estos valores, que varían para apoyos simples, continuos y voladizos, facilitan el dimensionamiento preliminar en el diseño estructural, permitiendo estimaciones iniciales.

Tabla 4.1 Peralte mínimo para verificar deflexiones en aligerados

CONDICIONES DE APOYO	SIMPLEMENTE APOYADOS	CON UN EXTREMO CONTINUO	AMBOS EXTREMOS CONTINUOS	EN VOLADIZO
h mínimo	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Nota: Tomado de "NTP E 060 CONCRETO ARMADO"

Para la aplicación de los criterios indicados en la Tabla 4.1, se debe considerar un concreto de peso normal, con un peso específico de 2 300 kg/m³, y un acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$, condiciones que se cumplen en el proyecto.

Las deflexiones inmediatas se determinan mediante un análisis elástico lineal. Para su cálculo, debe emplearse la inercia efectiva (I_{ef}) de la sección cuando el momento actuante o de servicio (M_a) supera el momento de agrietamiento (M_{cr}), correspondiente a una sección transformada agrietada. Por el contrario, se utiliza la inercia bruta de la sección (I_g).

De acuerdo con lo establecido en el artículo 24.2.3.5 del ACI 318S-14, la inercia efectiva puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g$$

- Las deflexiones diferidas. - se pueden calcular con las siguientes expresiones:

$$\text{Deflexión diferida} = \lambda \cdot \text{Deflexión inmediata}$$

$$\lambda = \frac{\xi}{(1 + 50 \cdot \rho')}$$

Donde ρ' es la cuantía de acero en compresión. El valor de ξ es un factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas que es 2 para mayor a 5 años

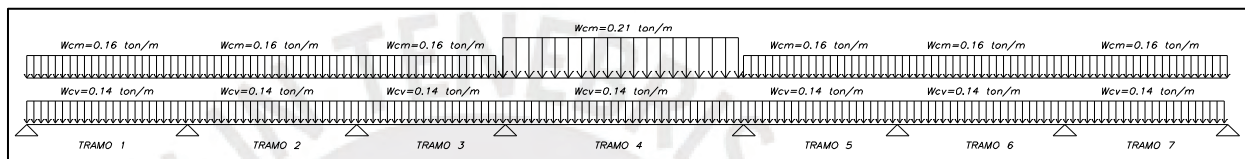
4.1.5 Ejemplo de diseño de una losa aligerada

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La vigueta que será diseñada se encuentra ubicada en la estructura entre los ejes 1-8 en una dirección y los ejes F y E (Figura 4.2). Se considero para la carga muerta el peso propio, el piso terminado y la tabiquería.

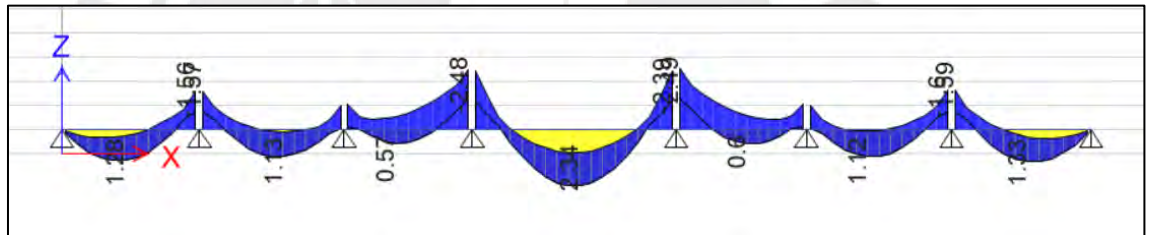
También, se realizó un modelamiento utilizando el software ETABS considerando la alternancia de carga viva para obtener el mayor momento positivo y negativo. A partir de este análisis computacional, se obtuvieron los diagramas de momento flector y fuerza cortante (Figura 4.3 y 4.4).

Figura 4.2 Esquema de carga muerta y viva de la vigueta analizada



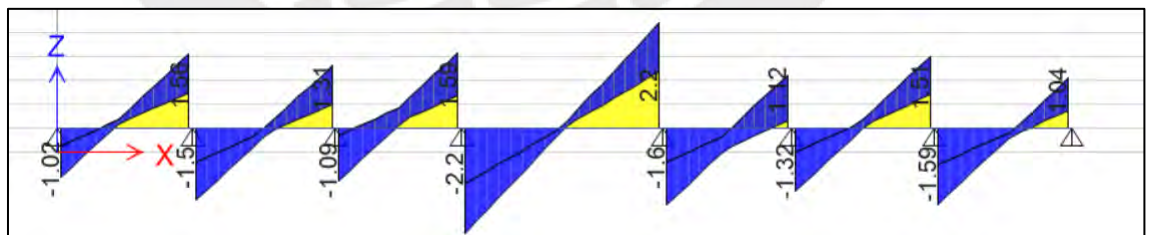
Nota: Elaboración propia

Figura 4.3 Diagrama de momento flector último de la vigueta analizada



Nota: Elaboración propia

Figura 4.4 Diagrama de cortante último de la vigueta analizada



Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

El acero colocado en la vigueta supera tanto el acero requerido por cálculo como el acero mínimo estipulado por la norma, cumpliendo así con los requisitos de diseño establecidos (Tabla 4.2). Se emplearon barras de 8 mm para las solicitaciones menores, mientras que para demandas más exigentes se optó por varillas de 3/8" y 1/2" de diámetro. En los casos donde se presentaron

solicitaciones particularmente elevadas, se recurrió al uso de varillas de hasta 5/8" de diámetro, asegurando así la capacidad resistente necesaria en todas las secciones de la vigueta.

Tabla 4.2 Diseño por flexión de viguetas

	M+ (ton*m)	M- (ton*m)	d (cm)	b (cm)	Asreq+ (cm ²)	Asreq- (cm ²)	Acolocado+ (cm ²)	Ascolocado- (cm ²)
TRAMO 1	1.28	1.56	22	40	1.57	2.12	1.79	2
TRAMO 2	1.13	1.57	22	40	1.38	2.13	1.79	2
TRAMO 3	0.57	2.48	22	40	0.69	3.72	1.29	4
TRAMO 4	2.34	2.34	27	40	2.35	2.58	2.58	4
TRAMO 5	0.6	2.49	22	40	0.73	3.74	1.29	4
TRAMO 6	1.12	1.6	22	40	1.37	2.18	1.79	2
TRAMO 7	1.33	1.6	22	40	1.64	2.18	1.79	2

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTE

Se determinaron las fuerzas cortantes últimas a una distancia "d" de la cara del apoyo, obteniendo un valor máximo de 2.06 tn. Dado que $\phi V_c < V_u$, se requirieron ensanches de viguetas. Se utilizaron ensanches de 80 cm para cumplir con $\phi V_c > V_u$, asegurando así la resistencia adecuada al corte (Tabla 4.3).

Tabla 4.3 Diseño por cortante de viguetas

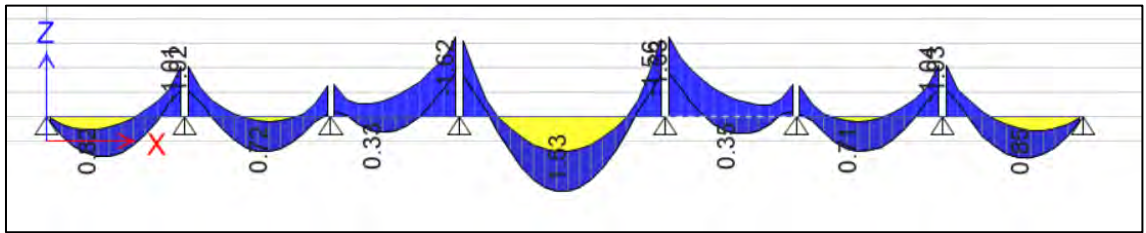
bw (cm)	d (cm)	ϕV_c (ton)	V_u (ton)	¿Ensanche?	L necesaria (m)
10	22	1.58	1.5	NO	-
10	27	1.94	2.06	SI	0.8

Nota: Elaboración propia

CONTROL DE FISURACIÓN

Para verificar el control de fisuraciones en la vigueta, se realizará un análisis en condiciones de servicio. Se calculará el parámetro "Z" utilizando el momento máximo positivo obtenido del tramo 4 (Figura 4.5). Adicionalmente, se obtuvo un valor máximo de Z igual a 14,057 kg/cm². Considerando que la norma permite un valor máximo de 26,000 kg/cm² para este parámetro (Tabla 4.4), se concluye que la vigueta cumple satisfactoriamente con los requisitos de control de fisuración, estando significativamente por debajo del límite establecido.

Figura 4.5 Diagrama de momento en servicio de la vigueta analizada



Nota: Elaboración propia

Tabla 4.4 Diagrama de momento en servicio de la vigueta analizada

Mservicio (+) (ton*m)	As cm2 (+)	d (cm) (+)	Nbarras (+)	base cm (+)	Z (kg/cm)	¿CUMPLE?
1.53	2.58	27	2	10	12967	Resiste
Mservicio (-) (ton*m)	As cm2 (-)	d (cm) (-)	Nbarras(-)	base cm(-)	Z (kg/cm)	¿CUMPLE?
1.62	4	27	2	40	14057	Resiste

Nota: Elaboración propia

CONTROL DE DEFLEXIONES

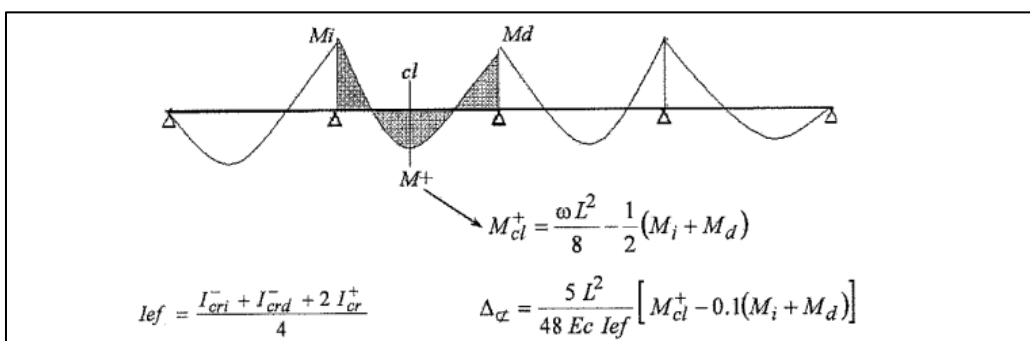
La vigueta más crítica bajo análisis corresponde al tramo 4, la cual está empotrada en ambos extremos. Según la Tabla 4.1, la losa debe cumplir con un peralte mínimo para evitar la necesidad de verificar deflexiones, dependiendo de sus condiciones de apoyo.

$$h_{\text{mín}} = \frac{Ln}{21} = \frac{816}{21} = 39 \text{ cm}$$

La losa tiene un peralte $h = 30 \text{ cm}$, que no alcanza el peralte mínimo establecido por la norma. Por lo tanto, es necesario calcular las deflexiones siguiendo los procedimientos detallados.

Primero se determina la deflexión inmediata. En este caso se usará de forma directa una fórmula proporcionada por los apuntes del curso de concreto armado 1 del Ingeniero Ottazzi Pasino (Figura 4.6), ya que son viguetas continuas con carga repartida.

Figura 4.6 Deflexión inmediata para viguetas continuas



Nota: extraído de "Apuntes curso Concreto Armado 1 2020"

Donde:

M_{cl+} , M_i , M_d = Momentos en servicio (kg/cm)

L = Luz de la vigueta de extremo a extremo (cm)

E = Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm²)

I_{ef} = Inercia efectiva de la sección

Para el cálculo de la inercia agrietada (I_{cr}), se utilizó un área de acero positivo de 2.58 cm². Antes de proceder con el cálculo de I_{cr} , se estimará la longitud del bloque de compresiones empleando el método del momento estático de la sección.

$$I_{cr} (\text{Centro}) = \frac{40.5 \cdot 1^3}{3} + 9 \cdot 2.58 \cdot (27 - 5.1)^2 = 13154 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr} (\text{Derecha}) = I_{cr} (\text{Izquierda}) = 19101 \text{ cm}^4$$

Una vez calculada la inercia de agrietamiento (I_{cr}), se procederá a determinar la inercia efectiva (I_{ef}):

$$I_{ef} (\text{Centro}) = \left(\frac{580}{1550}\right)^3 \cdot 38438 + \left(1 - \left(\frac{580}{1550}\right)^3\right) \cdot 13154 = 14952 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} (\text{Derecha}) = I_{ef} (\text{Izquierda}) = 24775 \text{ cm}^4$$

Para tener un I_{ef} promedio se utilizará el proporcionado por la norma E.060 "Diseño de concreto armado":

$$I_{ef} (\text{promedio}) = \frac{I_{cr1} + I_{cr2} + 2 \cdot I_{cr3}}{4}$$

Donde:

I_{cr1} , I_{cr2} = Inercias efectivas en los extremos (cm⁴)

I_{cr3} = Inercia efectiva en el tramo central (cm⁴)

$$I_{ef} (\text{promedio}) = \frac{24775 + 24775 + 2 \cdot 14952}{4} = 20042 \text{ cm}^4$$

Se procede a calcular la deflexión inmediata para carga muerta y carga viva por separado:

$$\delta_{cm} = \frac{5 \cdot 816^2}{48 \cdot 217371 \cdot 20042} \cdot (0.85 - 0.1 \cdot (0.92 + 0.88)) = 0.97 \text{ cm}$$

$$\delta_{cv} = \frac{5 \cdot 816^2}{48 \cdot 217371 \cdot 20042} \cdot (0.55 - 0.1 \cdot (0.63 + 0.61)) = 0.62 \text{ cm}$$

Es necesario calcular las deflexiones a lo largo del tiempo (deflexiones diferidas). Para ello, es necesario determinar el parámetro " λ ", se analizará para deflexiones mayores a 5 años y no hay cuantía de acero en la zona de compresión, por lo tanto:

$$\lambda = 2$$

$$\Delta = \Delta d \delta cm + \Delta d \delta cv (30\%) + \delta cv = 0.97.2 + 0.62.0.3.2 + 0.62 = 2.92 \text{ cm}$$

La deflexión máxima permitida, según la norma E.060, para techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes:

$$\frac{L}{240} = \frac{816}{240} = 3.4 \text{ cm}$$

La deflexión está dentro de lo exigido por la norma E.060. Por lo cual, se cumple con el requerimiento.

CORTE DE REFUERZO

Para definir la ubicación de los cortes de los bastones de refuerzo, se siguió el procedimiento descrito a continuación:

- Se determinó la sección transversal en la cual la capacidad a flexión proporcionada por el acero continuo resultaba menor que la resistencia exigida por las cargas amplificadas.
- El bastón se prolongó una distancia igual al mayor de los siguientes valores: el peralte efectivo del elemento (d) o doce veces el diámetro de la barra.
- Se verificó que la longitud de anclaje (l_d) se desarrollara completamente desde la sección correspondiente al máximo esfuerzo.

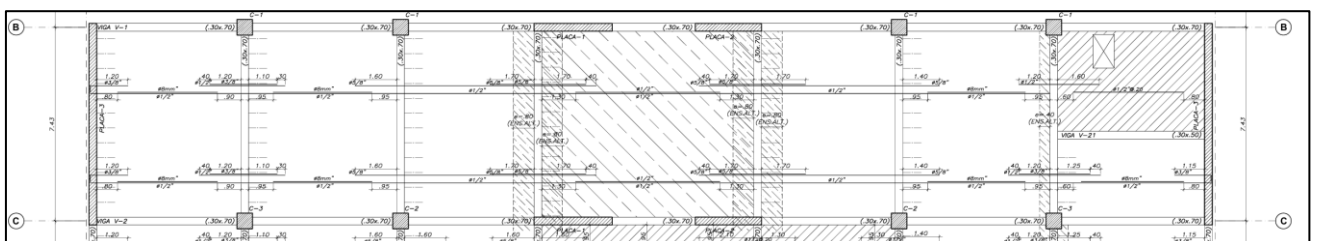
REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

De acuerdo con lo establecido en el artículo 9.7.2 de la Norma E.060, se determinó la cuantía mínima de refuerzo en la dirección perpendicular al sentido principal de la losa. En el presente proyecto, al emplearse barras corrugadas con un esfuerzo de fluencia f_y menor a 4 200 kg/cm², se adoptó una cuantía mínima de 0.002, correspondiente a barras de 6 mm de diámetro colocadas a un espaciamiento de 25 cm.

ESQUEMA FINAL

El esquema a continuación muestra el diseño final del paño de losa aligerada con su refuerzo y ensanche correspondiente:

Figura 4.7 Esquema final de la vigueta analizada



Nota: Elaboración propia

4.2 Diseño de losas macizas

Las losas macizas son elementos estructurales utilizados en paños grandes, áreas que requieren mayor rigidez, zonas con alta concentración de tabiques y baños. Su solidez permite distribuir cargas uniformemente, resistir mayores esfuerzos que la losa aligerada, soportar cargas concentradas y minimizar deflexiones.

4.2.1 Diseño por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión en losas macizas, se aplicaron los criterios del capítulo 4.1.1 (losas aligeradas). El acero mínimo por contracción y temperatura se calcula con:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

Donde:

b = ancho de la losa (generalmente 1 m para análisis)

h = peralte de la losa

Así mismo, la Norma E.060 limita la separación del refuerzo (por flexión y por contracción/temperatura) a:

- 3 veces el peralte de la losa
- 40 cm (el menor de ambos)

4.2.2 Diseño por cortante

El diseño por corte de losas macizas se basa en principios similares a los de losas aligeradas. La resistencia al corte se calcula mediante la fórmula:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Donde ϕ es 0.85, f'_c es la resistencia del concreto, b el ancho de la sección analizada, y del peralte efectivo.

Si $V_u > \phi V_c$, se debe considerar aumentar el peralte de la losa para garantizar una adecuada resistencia al corte. Este enfoque asegura un diseño estructural seguro y eficiente para las losas macizas.

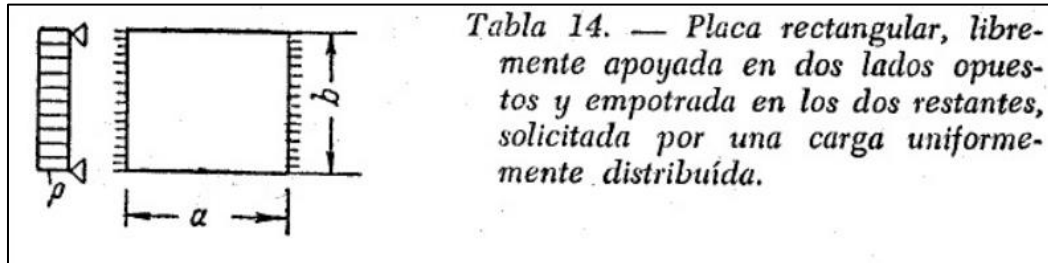
4.2.3 Ejemplo de diseño de una losa maciza

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este ejemplo, se procederá al diseño de la losa maciza ubicada entre los ejes 4-5 y D-E.

El análisis de la losa maciza se usó el método de Kalmanok, una alternativa al método de elementos finitos. Este método, apropiado para losas rectangulares, emplea tablas basadas en las condiciones de apoyo, dimensiones y cargas de la losa. El paño por analizar tiene dos lados continuos y dos simplemente apoyado (Figura 4.8).

Figura 4.8 Tabla 14 kalmanok



Nota: Tomado de "NTP E 060 CONCRETO ARMADO"

En el análisis de la losa maciza mediante el método de Kalmanok, se considera una carga última W_u de 0.83 ton/m² y una relación de lados b/a de 0.90 (3.80/4.20). Se han obtenido los coeficientes de las tablas de Kalmanok que serán utilizados para calcular los momentos últimos positivos y negativos en ambas direcciones de análisis (Tabla 4.6), así como las fuerzas cortantes (Tabla 4.7).

Tabla 4.5 Momentos últimos resultantes para cada dirección de análisis

EJES	COEFICIENTES	W_u	b^2	M_u (ton*m)
M_{x-x+}	0.0225	0.83	14.44	0.27
M_{y-y+}	0.0307	0.83	14.44	0.37
M_{y-y-}	-0.0796	0.83	14.44	-0.95

Nota: Elaboración propia

Tabla 4.6 Cortantes últimos resultantes para cada dirección de análisis

EJES	COEFICIENTES	W_u	b^2	V_u (ton)
V_{x-x}	0.426	0.83	14.44	5.11
V_{y-y}	0.13	0.83	14.44	1.56

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

El análisis del refuerzo para la losa maciza ha determinado que tanto el refuerzo positivo como el negativo calculado resultan menores que el acero mínimo requerido (Tabla 4.8). En consecuencia, se ha decidido utilizar el acero mínimo para el diseño. Esta decisión se traduce en la colocación de una doble malla inferior de barras de acero de 3/8" de diámetro, espaciadas cada 0.25 metros para facilidad constructiva.

Tabla 4.7 Diseño por flexión de la losa maciza analizada

EJES	Mu (ton.m)	d (cm)	b (cm)	Asreq (cm ²)	As mín (cm ²)
M x-x +	0.27	17	100	0.42	3.6
M y-y +	0.37	17	100	0.58	3.6
M y-y -	-0.95	17	100	1.49	3.6

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTANTE

Determinación de la capacidad de la losa maciza a cortante:

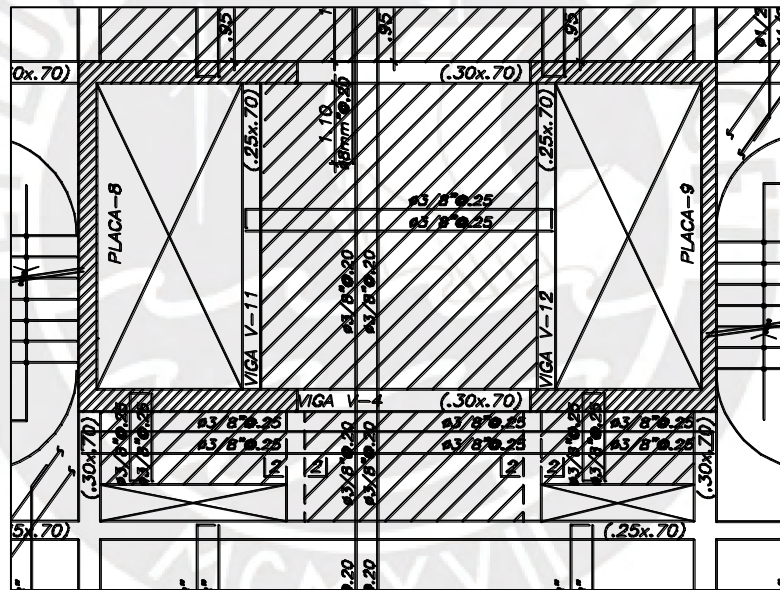
$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 = 11.10 \text{ ton}$$

Se concluye que $Vu \leq \phi Vc$.

ESQUEMA FINAL

El diseño final del paño de losa maciza es el siguiente:

Figura 4.9 Distribución final del refuerzo colocado en la losa maciza analizada



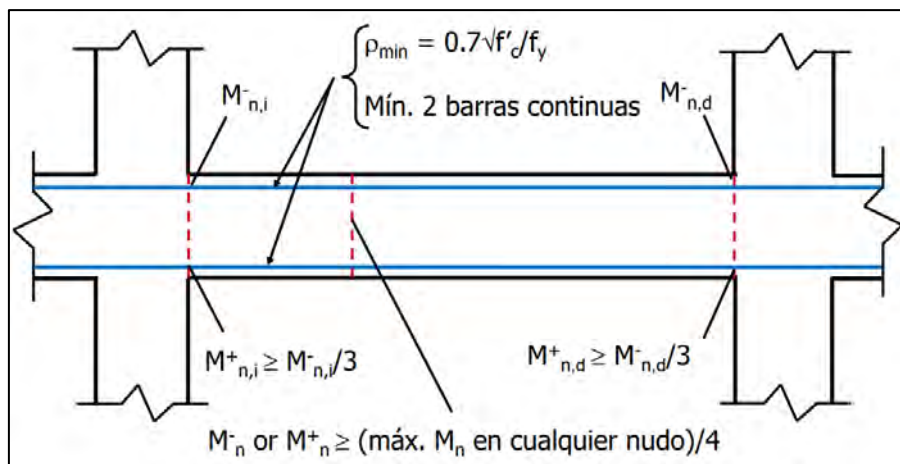
Nota: Elaboración propia

Capítulo 5 : Diseño de vigas

5.1 Diseño por flexión

Las vigas y las losas comparten principios similares en su diseño a flexión. Sin embargo, la normativa E.060 introduce una diferencia al especificar requisitos mínimos para las vigas en términos de cantidad y distribución de barras de refuerzo (Figura 5.1).

Figura 5.1 Mínimos de flexión para vigas establecidos para sistemas estructurales de muros

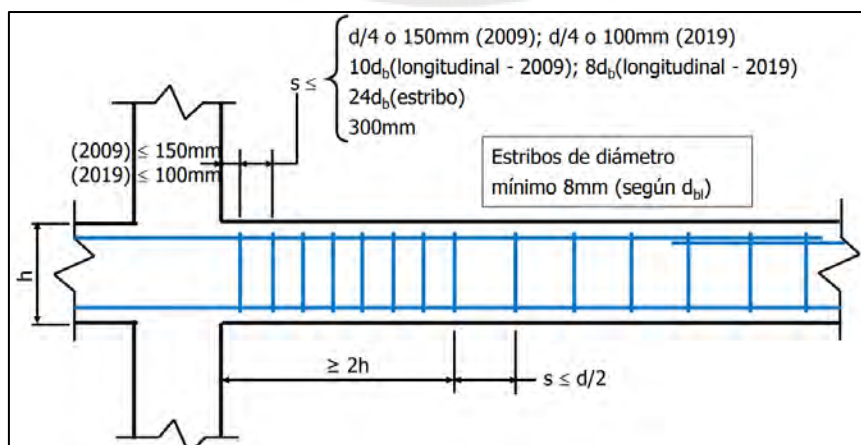


Nota: Elaboración propia

5.2 Diseño por cortante

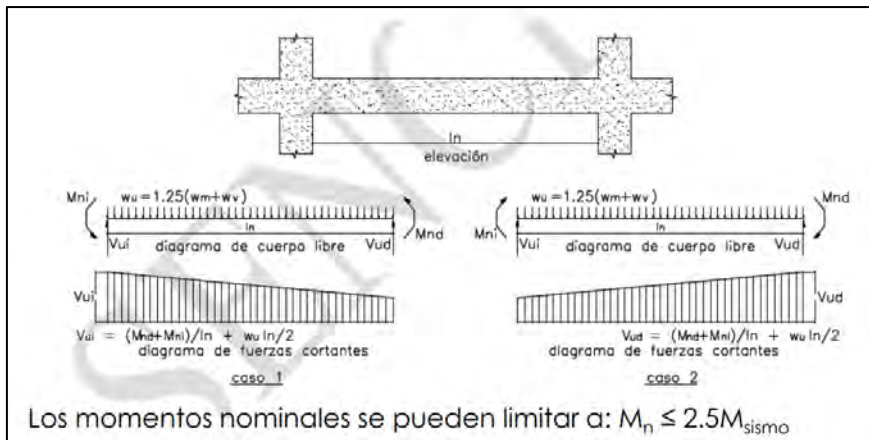
En cuanto al diseño por cortante la normativa introduce requisitos específicos para las vigas sísmicas, destacando dos aspectos clave: primero, establece límites en el espaciamiento del refuerzo (Figura 5.2), y segundo, requiere un análisis que incorpore tanto momentos probables como nominales en el proceso de diseño (Figura 5.3).

Figura 5.2 Mínimos de espaciamientos para vigas establecidos para sistemas estructurales de muros



Nota: Elaboración propia

Figura 5.3 Mínimos de cortante para vigas establecidas para sistemas estructurales de muros



Nota: Tomado de "NTP E 060 CONCRETO ARMADO"

5.3 Control de deflexión

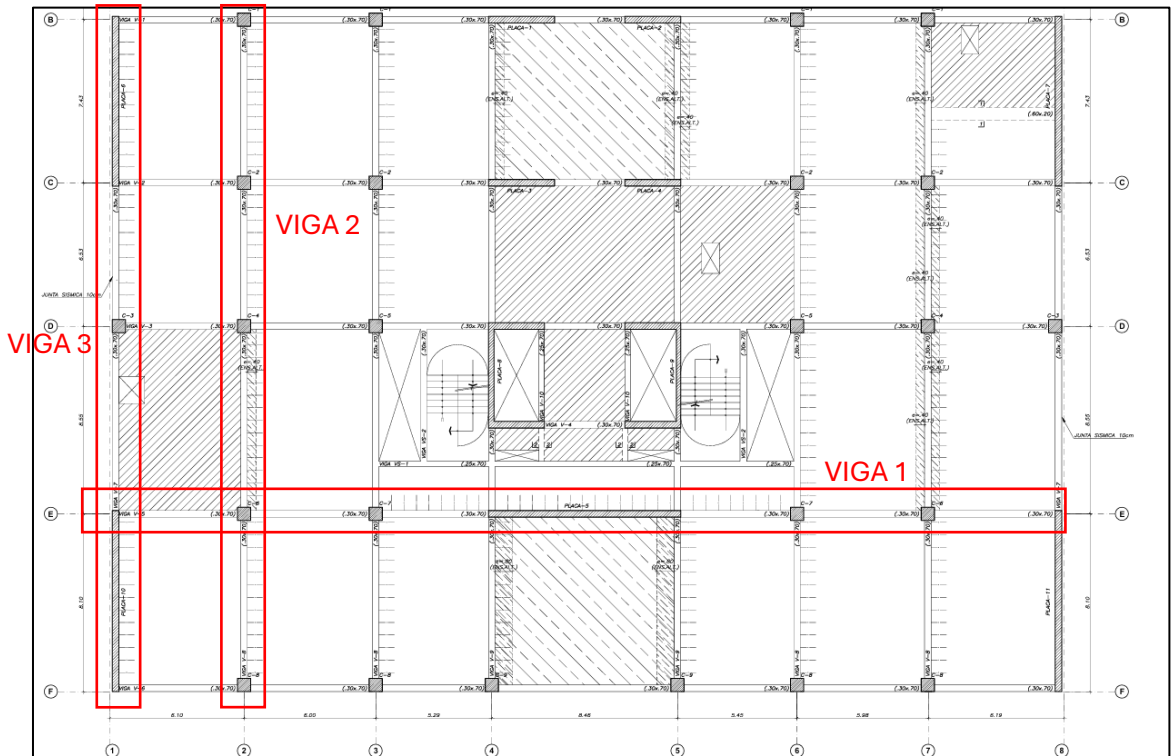
La norma E060 establece que los cálculos de deflexión para vigas y losas son equivalentes. No es necesario realizar cálculos de deflexión específicos si la viga cumple con los criterios establecidos en la Tabla 4.1.

5.4 Ejemplo de diseño de tres vigas

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

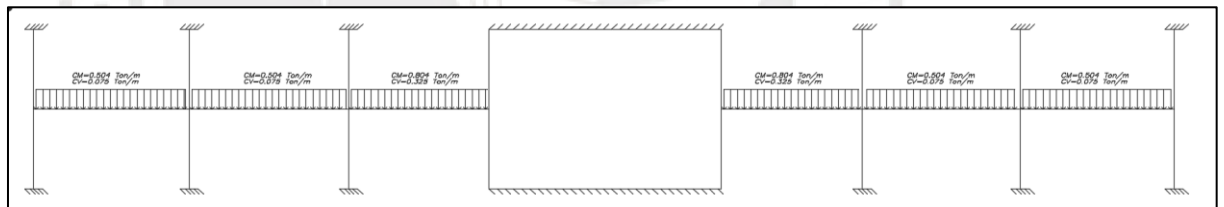
Las vigas analizadas corresponden a las señaladas en la figura 5.4. Para determinar las demandas, se emplearon dos métodos: un cálculo manual para las cargas verticales y el software ETABS para las cargas sísmicas. Los resultados del metrado para las vigas 1, 2 y 3 se presentan de manera detallada (Figura 5.5, 5.6 y 5.7) como diagrama de momentos flectores (Figura 5.8, 5.9 y 5.10) y diagrama de cortantes (Figura 5.11, 5.12 y 5.13).

Figura 5.4 Vigas a diseñar y analizar



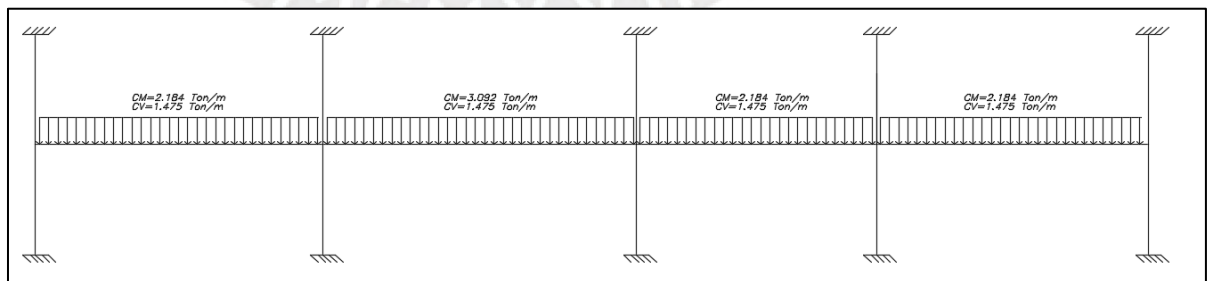
Nota: Elaboración propia

Figura 5.5 Análisis estructural para viga 1



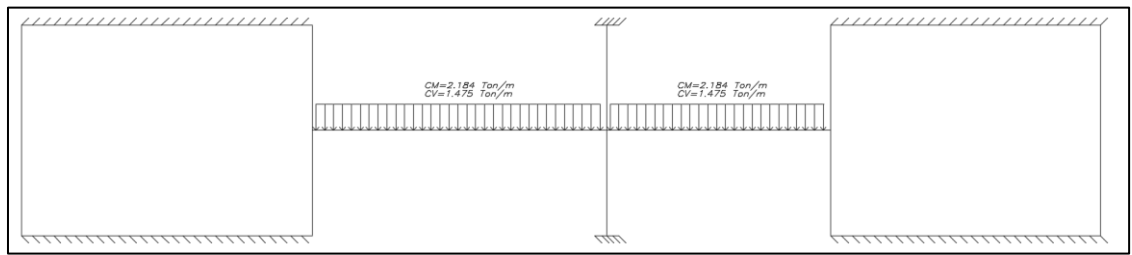
Nota: Elaboración propia

Figura 5.6 Análisis estructural para viga 2



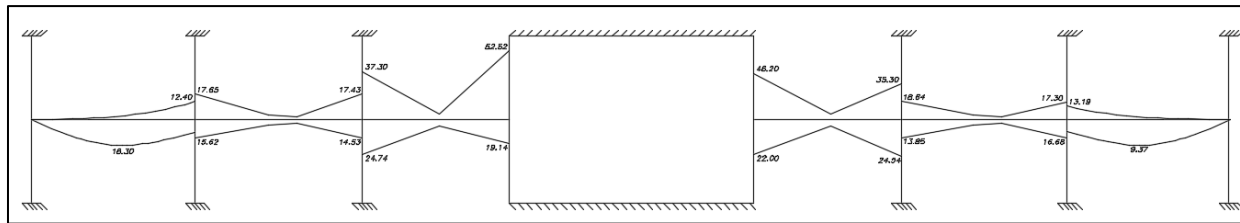
Nota: Elaboración propia

Figura 5.7 Análisis estructural para viga 3



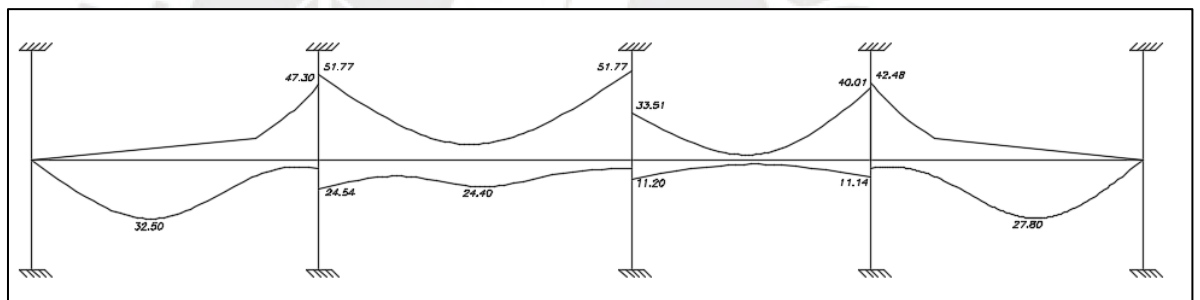
Nota: Elaboración propia

Figura 5.8 Análisis de envolvente de momento para viga 1



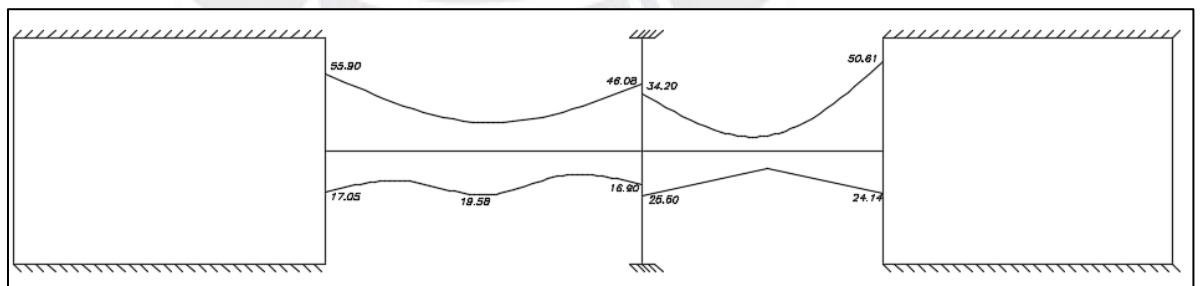
Nota: Elaboración propia

Figura 5.9 Análisis de envolvente de momento para viga 2



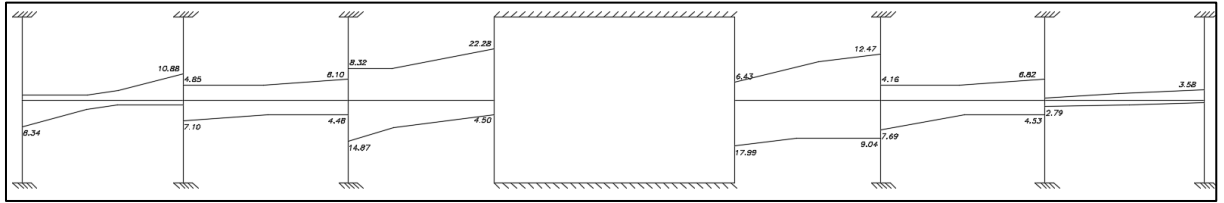
Nota: Elaboración propia

Figura 5.10 Análisis de envolvente de momento para viga 3



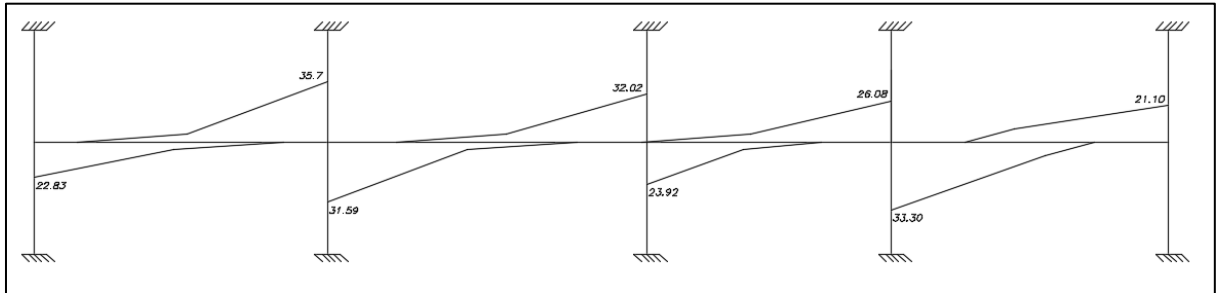
Nota: Elaboración propia

Figura 5.11 Análisis de envolvente de cortante para viga 1



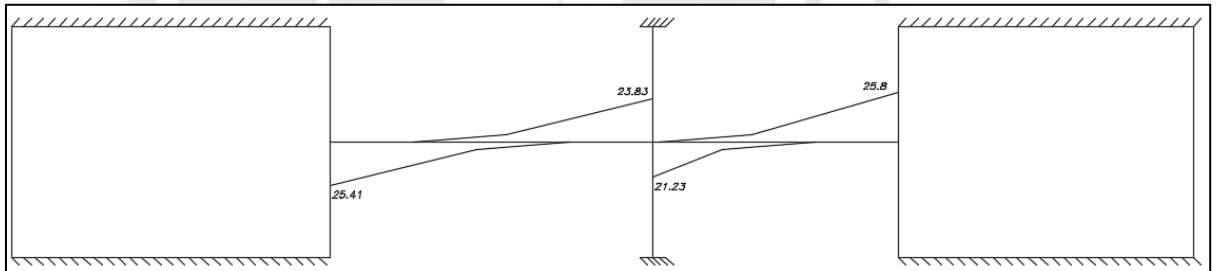
Nota: Elaboración propia

Figura 5.12 Análisis de envolvente de cortante para viga 2



Nota: Elaboración propia

Figura 5.13 Análisis de envolvente de cortante para viga 3



Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

El cálculo del acero longitudinal se realizó siguiendo las especificaciones del bloque de compresiones establecido en la norma E0.60. Este cálculo se contrastó con los requisitos de acero mínimo y máximo. Los resultados, presentados en las Tablas 5.1, 5.2 y 5.3, demuestran que todos los tramos de las vigas cumplen con los criterios de diseño por resistencia.

Tabla 5.1 Cálculo del acero longitudinal para la viga 1

FLEXIÓN		TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3		
ENVOLVENTE (Ton.m)	-	0.00	0.00	12.48	17.65	0.00	17.43	37.30	0.00	52.52
	+	0.00	16.30	6.48	15.62	0.00	14.53	24.74	0.00	19.14
As (cm2)	-	0.00	0.00	5.33	7.65	0.00	7.55	17.24	0.00	25.78
	+	0.00	7.04	2.72	6.73	0.00	6.25	10.96	0.00	8.34
Amin (cm2)		4.64								
Amáx (cm2)		30.60								
Ascol (cm2)	-	5.68	5.68	8.52	8.52	5.68	17.04	17.04	5.68	26.08
	+	5.68	8.52	8.52	8.52	5.68	11.36	11.36	5.68	14.20

TRAMO 4			TRAMO 5			TRAMO 6		
46.20	0.00	35.30	18.64	0.00	17.30	13.19	2.05	0.00
22.00	0.00	24.54	13.85	0.00	16.68	7.80	9.37	0.00
22.09	0.00	16.20	8.11	0.00	7.50	5.65	0.85	0.00
9.67	0.00	10.87	5.94	0.00	7.21	3.29	3.97	0.00
26.08	5.68	17.04	17.04	5.68	11.36	11.36	5.68	5.68
14.20	5.68	11.36	11.36	5.68	11.36	11.36	5.68	5.68

Nota: Elaboración propia

Tabla 5.2 Cálculo del acero longitudinal para la viga 2

FLEXIÓN		TRAMO 1			TRAMO 2		
ENVOLVENTE (Ton.m)	-	0.00	4.18	47.30	51.77	4.40	51.77
	+	0.00	32.50	2.64	24.54	24.40	4.53
As (cm2)	-	0.00	1.75	22.71	25.33	1.84	25.33
	+	0.00	14.77	1.10	10.87	10.80	1.89
Amin (cm2)							
Amáx (cm2)							
Ascol (cm2)	-	10.2	10.2	25.5	25.5	10.2	25.5
	+	10.2	15.3	10.2	10.2	15.3	10.2

TRAMO 3			TRAMO 4		
33.51	0.00	40.01	42.48	3.30	0.00
11.20	0.00	11.14	1.21	27.80	0.00
15.28	0.00	18.68	20.01	1.38	0.00
4.77	0.00	4.74	0.50	12.44	0.00
4.64					
30.60					
25.5	10.2	25.5	25.5	10.2	10.2
10.2	10.2	10.2	10.2	15.3	10.2

Nota: Elaboración propia

Tabla 5.3 Cálculo del acero longitudinal para la viga 3

FLEXIÓN		TRAMO 1			TRAMO 2		
ENVOLVENTE (Ton.m)	-	55.90	1.60	46.08	34.20	0.00	50.61
	+	17.05	19.58	16.90	25.50	0.00	24.14
As (cm2)	-	27.86	0.66	22.02	15.63	0.00	24.64
	+	7.38	8.54	7.31	11.33	0.00	10.68
Amin (cm2)		4.64					
Amáx (cm2)		30.60					
Ascol (cm2)	-	30.60	15.30	25.50	25.50	15.30	30.60
	+	15.30	15.30	15.30	15.30	15.30	15.30

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTANTE

El diseño del acero transversal se efectuó de acuerdo con la norma E0.60. Se consideraron dos escenarios de carga: momentos probables (V1u) y sismo amplificado por 2.5 (V2u). Los resultados se compararon con los requisitos de espaciamiento mínimo. Las Tablas 5.4, 5.5 y 5.6 muestran que los espaciamientos en todos los tramos de las vigas satisfacen las exigencias normativas.

Tabla 5.4 Cálculo del acero transversal para la viga 1

ESTRIBOS		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4		TRAMO 5		TRAMO 6	
ENVOLVENTE (Ton)	-	0.00	10.88	4.85	8.10	8.32	22.28	6.43	12.47	4.16	6.82	0.96	3.58
	+	8.34	0.00	7.10	4.48	14.87	4.50	17.99	9.04	7.69	4.53	2.79	0.53
As (cm ²)		1.42											
Vconcreto (ton)		14.70											
Vs (ton)		0.00	0.00	0.00	0.00	2.02	14.10	8.62	0.97	0.00	0.00	0.00	0.00
V1u (ton)		11.55	15.11	12.03	11.23	22.14	29.95	24.60	18.70	12.67	12.11	7.27	9.04
V2u (ton)		10.69	13.03	6.21	4.82	31.61	41.88	36.18	29.67	16.78	15.61	4.77	6.22
SNORMA (cm)		15.00											
S (cm)		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00

Nota: Elaboración propia

Tabla 5.5 Cálculo del acero transversal para la viga 2

ESTRIBOS		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
ENVOLVENTE (Ton)	-	3.31	35.70	2.86	32.02	0.00	26.08	0.00	21.10
	+	22.83	2.95	31.59	3.01	23.92	0.00	33.30	0.00
As (cm ²)		1.42							
Vconcreto (ton)		14.7							
Vs (ton)		12.11	27.25	22.46	22.88	13.36	15.64	16.46	18.04
V1u (ton)		22.23	28.10	28.43	33.49	26.42	34.84	26.00	33.47
V2u (ton)		33.48	32.93	34.60	34.88	32.02	33.96	32.29	33.37
SNORMA (cm)		15.00							
S (cm)		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00

Nota: Elaboración propia

Tabla 5.6 Cálculo del acero transversal para la viga 3

ESTRIBOS		TRAMO 1		TRAMO 2	
ENVOLVENTE (Ton)	-	2.52	23.83	6.58	25.80
	+	25.41	2.69	21.23	6.00
As (cm ²)		1.42			
Vconcreto (ton)		14.7			
Vs (ton)		14.44	13.13	9.18	15.88
V1u (ton)		31.17	32.48	24.47	34.67
V2u (ton)		32.03	30.91	33.16	38.85
SNORMA (cm)		15.00			
S (cm)		15.00	15.00	15.00	15.00

Nota: Elaboración propia

CONTROL DE DEFLEXIONES

Cada tramo de las vigas analizadas cumple o supera el requisito de peralte mínimo establecido en la tabla 4.1 de la norma E060. Como consecuencia, se puede prescindir del cálculo y verificación tanto de la deflexión inmediata como de la diferida.

CONTROL DE FISURACIÓN

Se llevó a cabo una verificación del control de fisuración en cada tramo de las vigas, utilizando el mismo método empleado para las losas. Los resultados obtenidos se contrastaron con el límite máximo permitido de 26,000 kgf/cm. El análisis reveló que todos los valores calculados se mantienen por debajo del límite máximo.

Tabla 5.7 Cálculo de la fisuración para la viga 1

RESISTENCIA	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4		TRAMO 5		TRAMO 6	
Mservicio	0.00	3.84	0.35	2.34	4.67	15.59	11.64	3.41	2.26	0.10	2.66	0.00
As (cm2)	5.68	8.52	8.52	17.04	17.04	26.08	26.08	17.04	17.04	11.36	11.36	5.68
fs (kg/cm2)	0.00	78.29	7.20	25.00	49.88	108.85	81.27	36.45	24.15	1.48	40.61	0.00
Act (cm2)	180.00	120.00	120.00	54.00	54.00	45.00	45.00	54.00	54.00	90.00	120.00	180.00
Z (kgf/cm)	0.00	18789.12	1728.78	2700.42	5386.63	9796.78	7314.13	3936.85	2607.94	266.84	9746.19	0.00
Z máx (kgf/cm)	26000.00											

Nota: Elaboración propia

Tabla 5.8 Cálculo de la fisuración para la viga 2

RESISTENCIA	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
Mservicio	24.05	22.44	29.67	30.57	13.47	18.06	18.43	21.37
As (cm2)	10.20	25.50	25.50	25.50	25.50	25.50	25.50	10.20
fs (kg/cm2)	209.31	160.31	211.97	218.37	96.23	129.01	160.31	160.31
Act (cm2)	45.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	45.00
Z (kgf/cm)	18810.00	17313.17	22892.65	23584.26	10393.13	13932.81	14215.39	19710.00
Z máx (kgf/cm)	26000.00							

Nota: Elaboración propia

Tabla 5.9 Cálculo de la fisuración para la viga 3

RESISTENCIA	TRAMO 1		TRAMO 2	
Mservicio	5.35	19.51	27.02	20.66
As (cm2)	25.50	30.60	30.60	25.50
fs (kg/cm2)	36.40	90.72	153.30	140.65
Act (cm2)	180.00	120.00	72.00	54.00
Z (kgf/cm)	13103.68	25571.76	22075.57	15937.67
Z máx (kgf/cm)	26000.00			

Nota: Elaboración propia

Capítulo 6 : Diseño de columnas

6.1 Consideraciones

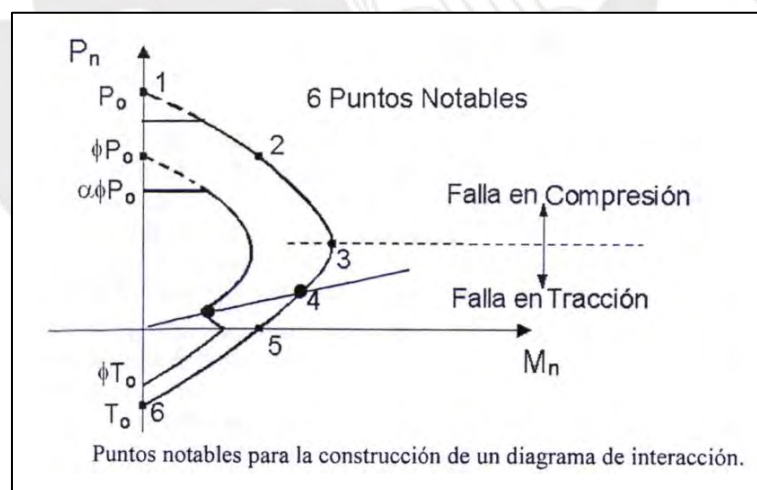
Las columnas actúan como elementos estructurales sometidos a cargas de gravedad y sismo; sin embargo, en este proyecto, estarán principalmente sometidas a cargas gravitacionales, dado que la considerable presencia de placas asumirá casi por completo la carga sísmica. Por ello, el diseño de estas columnas se enfoca en resistir tanto esfuerzos de flexo compresión como de corte.

6.2 Diseño por flexo compresión

El diseño por flexo compresión se fundamenta en la generación de un diagrama de interacción, que es una curva que representa la capacidad estructural de la columna. Esta curva se obtiene analizando la sección de la columna bajo la acción de fuerzas axiales y momentos flectores.

El diagrama nominal resultante debe ajustarse según los factores especificados en la Norma E.060 y verificarse que las fuerzas y momentos derivados de las combinaciones de cargas últimas se encuentren dentro de dicho diagrama (Figura 6.1). Si no se cumple esta condición, será necesario incrementar la cantidad de acero en la columna. La norma establece una cuantía mínima de acero del 1% y una máxima del 6% para las columnas.

Figura 6.1 Diagrama de interacción



Nota: Diapositiva de clase de concreto armado 1, por Ottazzi, 2019

6.3 Diseño por cortante

El artículo 11.3.1.2 de la Norma E.060 de Concreto Armado explica cómo calcular el aporte del concreto a la resistencia al corte " V_c ". Para reforzar contra el cortante, se utiliza el mismo método que en las vigas, usando estribos. Las fórmulas para determinar qué resistencia se necesita " V_s " y cómo distribuir los estribos " S ", son los siguientes:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) * b * d$$

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

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Donde:

N_u (ton): Carga axial que recibe la columna

A_g (cm²): Área bruta de la sección

V_u (ton): Cortante requerida por análisis

Asimismo, la fuerza cortante de diseño V_u no debe ser menor que el valor más desfavorable obtenido entre las siguientes alternativas:

- (a) La suma del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales (M_n) en ambos extremos de la luz libre, incrementada por el cortante isostático correspondiente a las cargas de gravedad amplificadas.
- (b) El cortante máximo obtenido a partir de las combinaciones de carga de diseño indicadas en la Sección 1.4.2, considerando un factor de amplificación de 2.5 aplicado a las fuerzas cortantes sísmicas.

Es indispensable cumplir con los espaciamientos mínimos establecidos para el estribaje de columnas. En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento, colocados a un espaciamiento S_o y a lo largo de una longitud L_o , medida desde la cara del nudo (Figura 6.2). El espaciamiento S_o no debe exceder el menor de los siguientes valores:

- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- (b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- (c) 100 mm.

Por otro lado, la longitud de confinamiento L_o debe ser al menos el mayor valor entre:

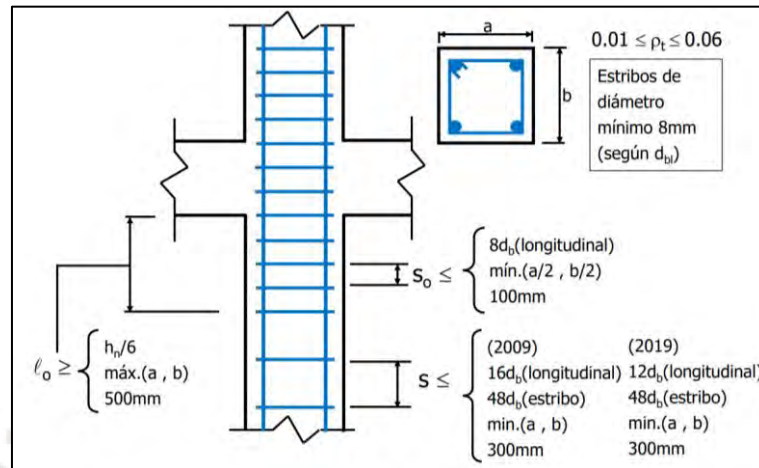
- (d) Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- (e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- (f) 500 mm.

Más allá de la longitud L_o , el espaciamiento no deberá exceder el requerido por:

- (g) La resistencia a la fuerza cortante.
- (h) 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

- (i) 48 veces el diámetro del estribo.
- (j) La menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- (k) 30 cm.

Figura 6.2 Para el diseño de columnas frente a fuerzas de corte sísmicas de acuerdo con la Norma E.060



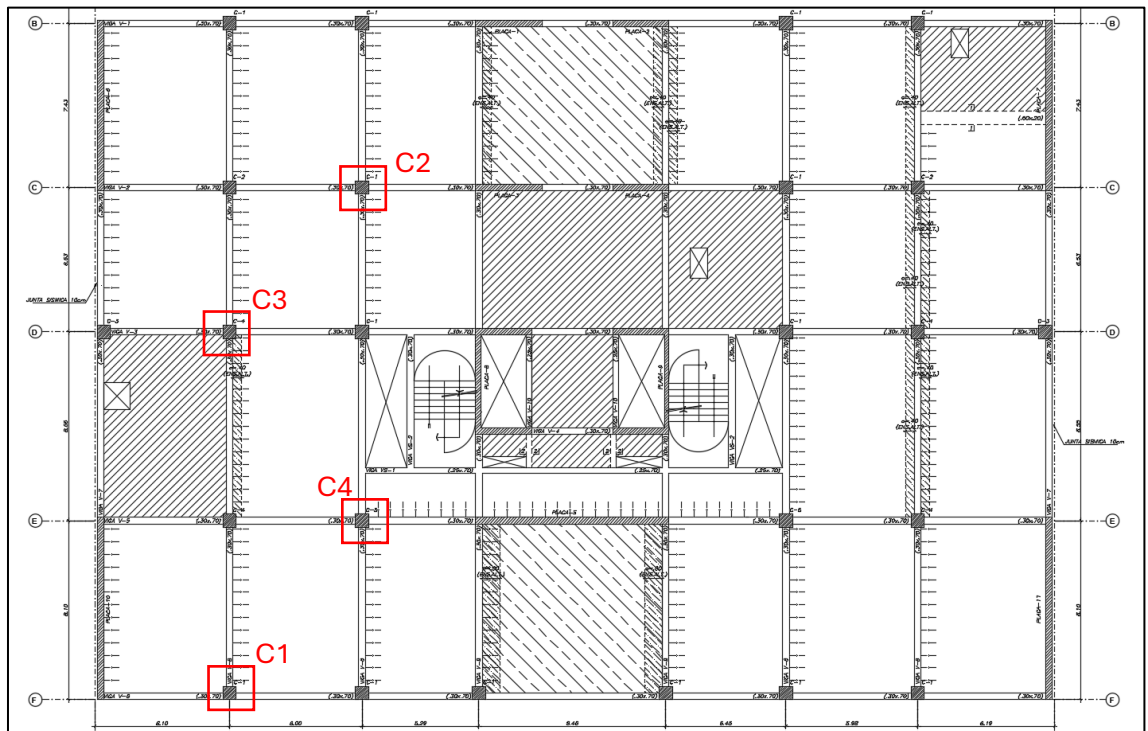
Nota: Diapositiva de clase de concreto armado 2, por Higashi, 2019.

6.4 Ejemplo de diseño de cuatro columnas

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las columnas analizadas corresponden a las señaladas en la figura 6.3. Para determinar las cargas, se emplearon dos métodos: un cálculo manual para las cargas verticales y el software ETABS para las cargas sísmicas. Los resultados del metrado para las columnas 1, 2, 3 y 4 se presentan de manera detallada (Tabla 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4).

Figura 6.3 Columnas a diseñar y analizar



Nota: Elaboración propia

Tabla 6.1 Análisis estructural de la columna C-1

Combinación de carga	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	140.58	0.18	0.40	0.63	0.26
CV	37.69	-0.02	0.27	0.39	-0.03
SDY	10.18	0.70	0.54	3.87	1.65
SDX	25.12	3.42	0.08	0.78	9.86
1.4CM+1.7CV	260.88	0.22	1.01	1.54	0.32
1.25(CM+CV)+SDX	247.95	3.62	0.91	2.05	10.15
1.25(CM+CV)-SDX	197.72	-3.22	0.75	0.48	-9.57
1.25(CM+CV)+SDY	233.02	0.90	1.37	5.14	1.94
1.25(CM+CV)-SDY	212.66	-0.50	0.30	-2.60	-1.35
0.9CM+SDX	151.64	3.58	0.44	1.35	10.10
0.9CM-SDX	101.41	-3.25	0.28	-0.22	-9.62
0.9CM+SDY	136.70	0.87	0.90	4.43	1.88
0.9CM-SDY	116.34	-0.54	-0.18	-3.30	-1.41

Nota: Elaboración propia

Tabla 6.2 Análisis estructural de la columna C-2

Combinación de carga	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	206.37	-0.07	-1.15	-1.52	-0.08
CV	97.97	-0.09	-0.78	-1.06	-0.12
SDY	16.18	0.42	2.54	7.71	0.97
SDX	24.16	3.12	0.39	1.22	9.18
1.4CM+1.7CV	455.48	-0.24	-2.93	-3.93	-0.31
1.25(CM+CV)+SDX	404.60	2.93	-2.02	-2.01	8.93
1.25(CM+CV)-SDX	356.27	-3.30	-2.79	-4.44	-9.42
1.25(CM+CV)+SDY	396.61	0.23	0.13	4.48	0.72
1.25(CM+CV)-SDY	364.26	-0.60	-4.94	-10.93	-1.22
0.9CM+SDX	209.90	3.06	-0.65	-0.15	9.10
0.9CM-SDX	161.57	-3.17	-1.42	-2.58	-9.25
0.9CM+SDY	201.92	0.36	1.50	6.34	0.89
0.9CM-SDY	169.56	-0.47	-3.57	-9.08	-1.04

Nota: Elaboración propia

Tabla 6.3 Análisis estructural de la columna C-3

Combinación de carga	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	261.82	0.98	1.69	2.42	1.36
CV	96.97	0.32	0.55	0.77	0.45
SDY	12.64	0.11	2.90	8.21	0.30
SDX	24.39	3.16	0.45	1.30	9.02
1.4CM+1.7CV	531.41	1.91	3.30	4.70	2.66
1.25(CM+CV)+SDX	472.89	4.79	3.24	5.29	11.28
1.25(CM+CV)-SDX	424.10	-1.54	2.35	2.69	-6.76
1.25(CM+CV)+SDY	461.14	1.73	5.69	12.20	2.56
1.25(CM+CV)-SDY	435.85	1.52	-0.10	-4.23	1.96
0.9CM+SDX	260.04	4.04	1.97	3.47	10.24
0.9CM-SDX	211.25	-2.28	1.08	0.88	-7.79
0.9CM+SDY	248.29	0.98	4.42	10.39	1.52
0.9CM-SDY	223.00	0.77	-1.38	-6.04	0.93

Nota: Elaboración propia

Tabla 6.4 Análisis estructural de la columna C-4

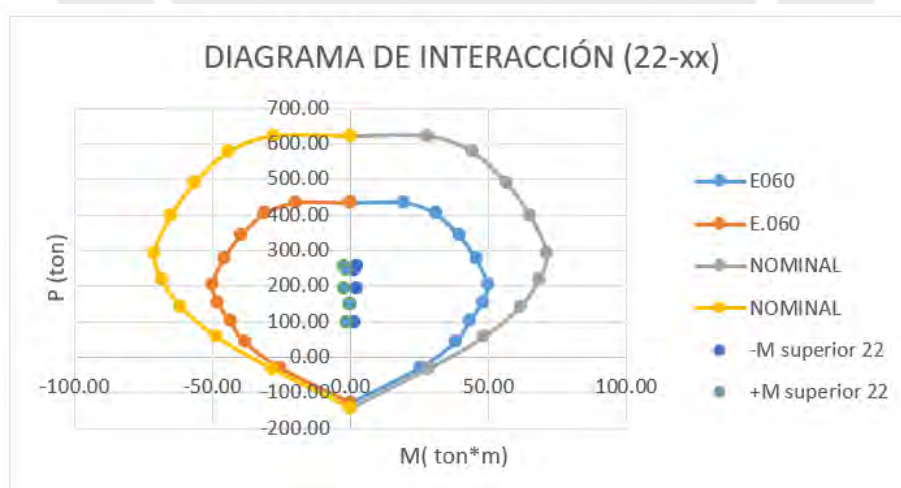
Combinación de carga	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	237.92	-0.03	0.21	0.36	-0.04
CV	99.19	0.00	0.83	1.17	0.00
SDY	15.95	0.62	2.09	6.78	1.45
SDX	37.80	4.94	0.26	0.77	11.61
1.4CM+1.7CV	501.70	-0.04	1.70	2.49	-0.05
1.25(CM+CV)+SDX	459.18	4.90	1.56	2.68	11.56
1.25(CM+CV)-SDX	383.59	-4.98	1.04	1.13	-11.66
1.25(CM+CV)+SDY	437.33	0.59	3.38	8.69	1.40
1.25(CM+CV)-SDY	405.44	-0.66	-0.79	-4.87	-1.50
0.9CM+SDX	251.92	4.91	0.45	1.10	11.57
0.9CM-SDX	176.33	-4.97	-0.07	-0.45	-11.65
0.9CM+SDY	230.08	0.59	2.27	7.10	1.41
0.9CM-SDY	198.18	-0.65	-1.90	-6.46	-1.48

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

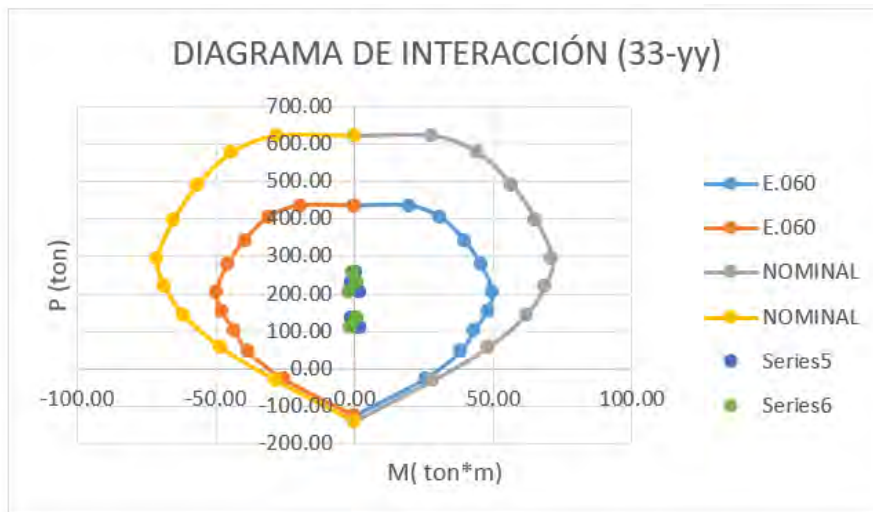
Las columnas experimentan momentos significativos y cargas axiales. Para las columnas 1, 2, 3 y 4 se obtuvo su diagrama de interacción con su respectiva cantidad de acero en el sentido XX e YY (Figura 6.4, 6.5, 6.6, 6.7, 6.8, 6.9, 6.10 y 6.11), lo cual muestra que con las cuantías colocadas la sección resiste.

Figura 6.4 Columna 1, 60x60 cm, 12 barras de 3/4", $\rho=1.0\%$ eje XX



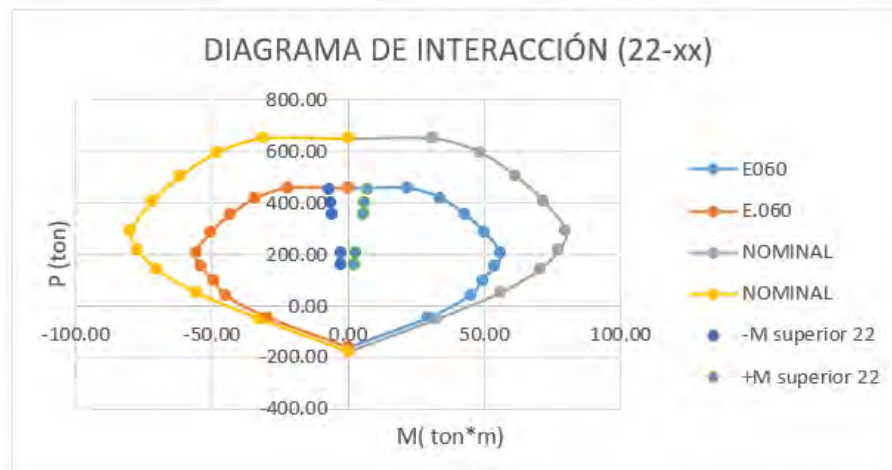
Nota: Elaboración propia

Figura 6.5 Columna 1, 60x60 cm, 12 barras de 3/4", $\rho=1.0\%$ eje YY



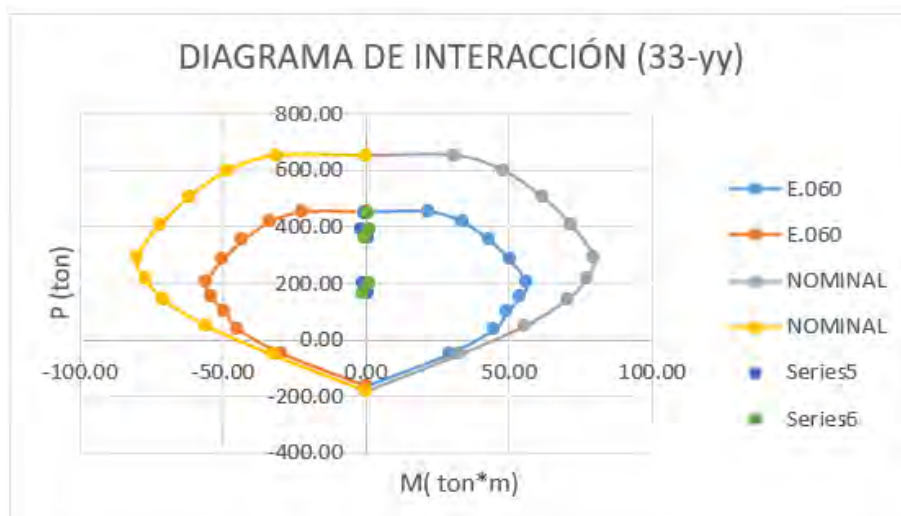
Nota: Elaboración propia

Figura 6.6 Columna 2, 60x60 cm, 8 barras de 3/4" más 4 barras de 1", $\rho=1.2\%$, eje XX



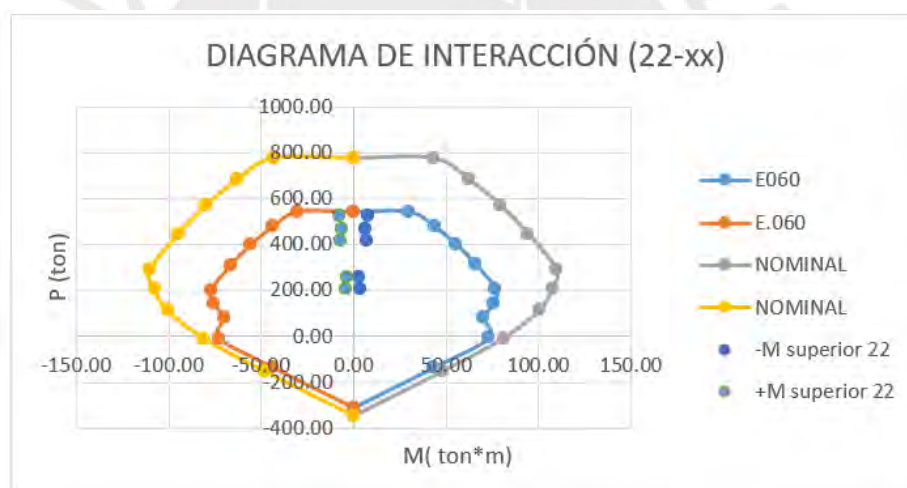
Nota: Elaboración propia

Figura 6.7 Columna 2, 60x60 cm, 8 barras de 3/4" más 4 barras de 1", $\rho=1.2\%$, eje YY



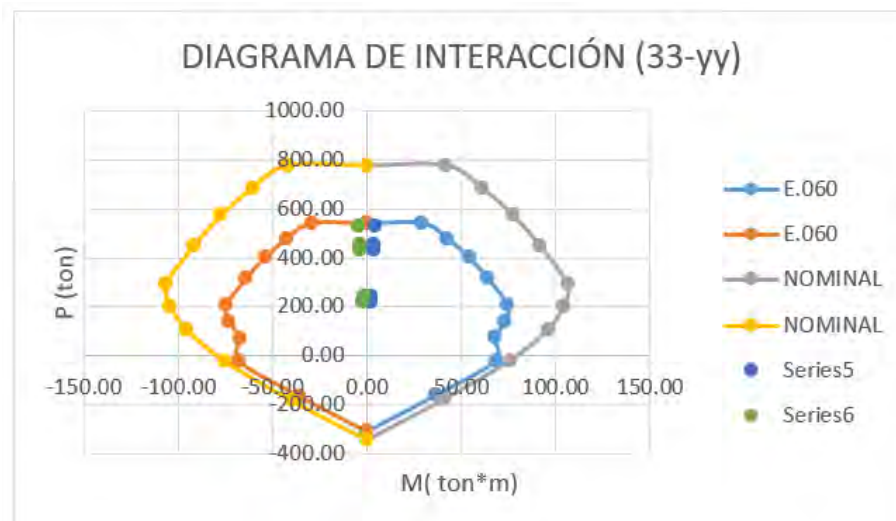
Nota: Elaboración propia

Figura 6.8 Columna 3, 60x60 cm, 16 barras de 1", $\rho=2.3\%$, eje XX



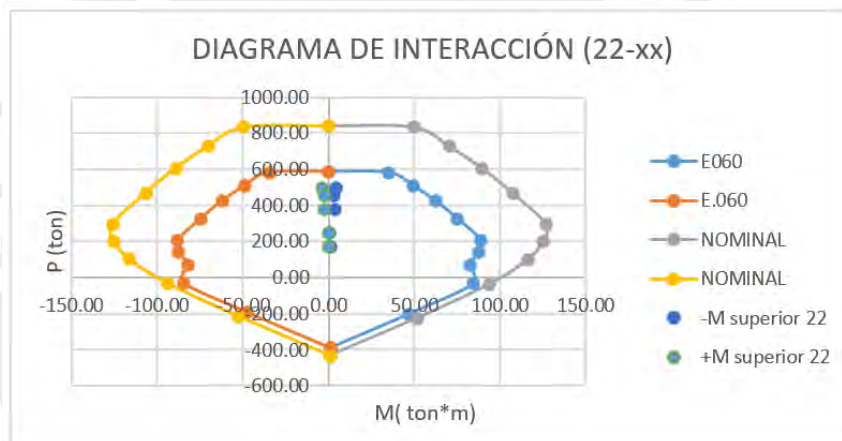
Nota: Elaboración propia

Figura 6.9 Columna 3, 60x60 cm, 16 barras de 1", $\rho=2.3\%$, eje YY



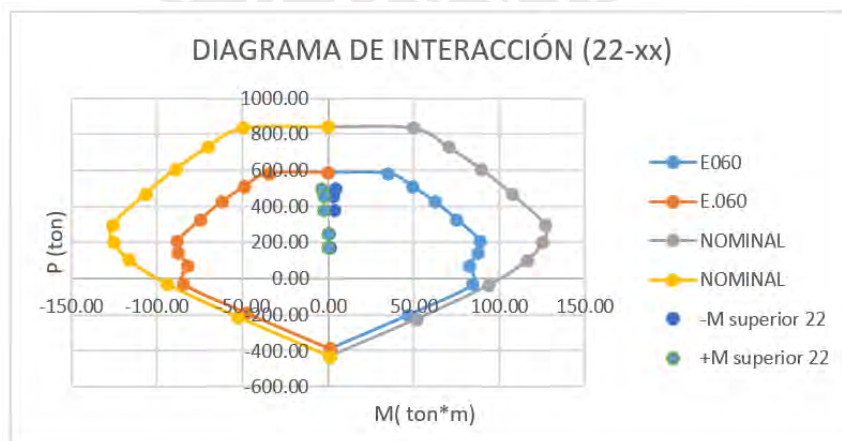
Nota: Elaboración propia

Figura 6.10 Columna 4, 60x60 cm, 20 barras de 1", $\rho=2.8\%$, eje XX



Nota: Elaboración propia

Figura 6.11 Columna 4, 60x60 cm, 20 barras de 1", $\rho=2.8\%$, eje YY



Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTANTE

En el análisis del diseño de cortante, se determinó que, considerando tanto la capacidad estructural como los efectos de sismo amplificado, no es necesario añadir estribos (Tabla 6.5). Por esta razón, se adoptarán únicamente los requisitos mínimos de refuerzo especificados por la normativa (Tabla 6.6).

Tabla 6.5 Análisis de cortante por capacidad y amplificado 2.5

-	C1	C2	C3	C4
Mnx (ton.m)	50	60	75	90
Mny (ton.m)	50.00	60	75	90
Vux_capacidad (ton)	22.47	26.97	33.71	40.45
Vuy_capacidad (ton)	22.47	26.97	33.71	40.45
Vux_amplifi (ton)	8.74	7.98	8.78	12.32
Vuy_amplifi (ton)	2.62	8.78	10.04	6.53
Vux (ton)	8.74	7.98	8.78	12.32
Vuy (ton)	2.62	8.78	10.04	6.53
Pux (ton)	49.97	404.98	74.53	135.13
Puy (ton)	57.50	397.00	160.97	152.93
ϕV_{cx} (ton)	21.71	35.62	22.67	25.04
ϕV_{cy} (ton)	22.00	35.30	26.06	25.74

Nota: Elaboración propia

Tabla 6.6 Requerimientos de estribaje mínimos

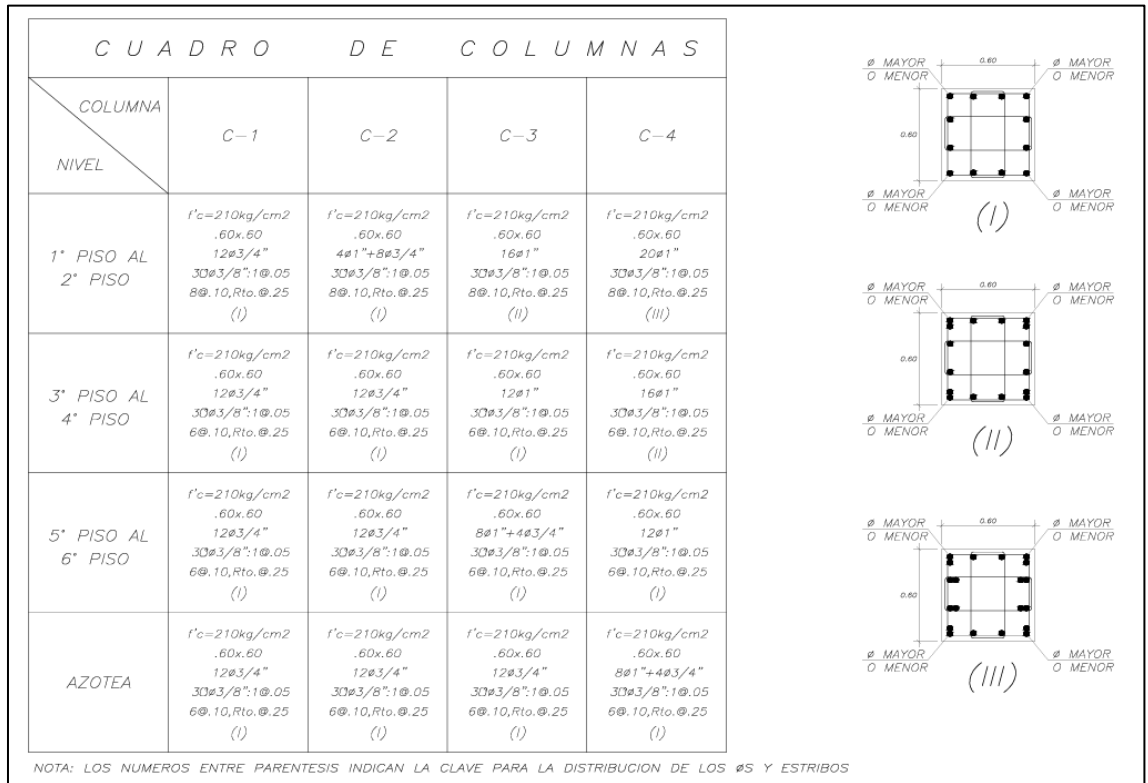
	ZONA DE CONFINAMIENTO (cm)	
(a)	$l_n/6$	74.2
(b)	Mayor dimensión	60
(c)	-	50
	LO (ADENTRO DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO)	
(d)	8.db	12.7
(e)	Menor dimensión/2	30
(f)	-	10
	S (FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO)	
(g)	16.db	25.4
(h)	48.de	45.72
(i)	Menor dimensión	60
(j)	-	30

Nota: Elaboración propia

ESQUEMA FINAL

El diseño final de las columnas se muestra a continuación:

Figura 6.12 Distribución final del refuerzo en columnas



Nota: Elaboración propia

Capítulo 7 : Diseño de placas

7.1 Consideraciones

Las placas o muros de corte son elementos estructurales que tienen la capacidad de resistir simultáneamente cargas axiales (verticales) y fuerzas sísmicas laterales. Estos elementos se caracterizan por su notable rigidez lateral, lo que les permite absorber grandes fuerzas cortantes que consecuentemente generan momentos significativos en ellos. Para su adecuado diseño, se deben considerar dos aspectos críticos: la flexo-compresión y la resistencia al cortante, siguiendo procedimientos análogos a los empleados en el diseño convencional de columnas estructurales.

7.2 Diseño por Flexo compresión

La norma dice que para considerar un muro como esbelto, la relación entre su altura total y longitud debe ser mayor a 1 ($H/L > 1$), lo cual determina que su diseño debe realizarse por flexo-compresión. En este proceso, se aplican los criterios base establecidos para elementos sometidos a flexo-compresión que están descritos en la sección de diseño de columnas.

En cuanto al refuerzo vertical, este se coloca de manera distribuida a lo largo del muro. Sin embargo, se debe concentrar una mayor cantidad de acero en los extremos del muro (zonas conocidas como núcleos). Estos núcleos se diseñan como si fueran columnas que trabajan bajo flexo-compresión, ya que deben soportar los momentos generados tanto por las cargas de gravedad como por las fuerzas sísmicas.

7.3 Diseño por Cortante

La normativa de diseño estructural establece un principio fundamental para los muros de corte: estos deben diseñarse para favorecer un comportamiento dúctil antes que uno frágil. Para lograr este objetivo, se usará el mismo método de cortante para columnas, pero adicionalmente se utiliza un factor de amplificación en las fuerzas cortantes que actúan sobre el muro. Este procedimiento busca garantizar que, ante una falla, el muro ceda primero por flexión (comportamiento dúctil) y no por cortante (comportamiento frágil):

$$V_u \geq V_{ua} * \frac{M_u}{M_{ua}}$$

Donde:

V_u : Cortante Amplificado de diseño

V_{ua} : Cortante última amplificada proveniente de análisis

M_u/M_{ua} : Relación momento nominal de la sección asociada al P_u máximo menor a R

La fuerza cortante indicada debe aplicarse hasta una altura del muro equivalente al mayor de los siguientes parámetros: la longitud del muro (l_m), el cociente $M_u/4V_u$ o la altura de los primeros niveles.

Así mismo, la norma E.060 indica que la resistencia a corte V_n , no debe ser mayor a:

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$$

También, la contribución del concreto V_c , debe seguir los siguientes lineamientos:

$$V_c = \alpha_c * A_{cw} * \sqrt{f'_c}$$

$$\alpha_c = 0.80, \quad \text{si } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53, \quad \text{si } \frac{h_m}{l_m} \geq 2$$

$$0.53 < \alpha_c < 0.80, \quad \text{si } 1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2$$

Donde:

H_m : Altura total del muro

L_m : Longitud total del muro

Con las cortantes V_c y V_u se puede calcular ρ_h mediante la siguiente fórmula:

$$\rho_h = \frac{V_u/\phi - V_c}{A_{cw} \cdot f_y}$$

De la misma manera para ρ_v se calcula con la siguiente fórmula:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) * (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Caso particular, si se cumple la siguiente ecuación se debe usar el refuerzo mínimo para cuantía vertical como horizontal:

$$V_u \leq 0.27 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$$

$$\rho_h = 0.002$$

$$\rho_v = 0.0015$$

Caso contrario la cuantía mínimo horizontal y vertical es la siguiente:

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq 0.0025$$

El espaciamiento del acero horizontal y vertical no debe exceder de:

$$S_{m\acute{a}x} = 3.t \leq 40 \text{ cm}$$

Finalmente, la norma E030 especifica que la redundancia es cuando sobre en un elemento actúa una fuerza mayor al 30 % o más del total de la fuerza cortante en cualquier entre piso, en este caso la placa P6 presenta redundancia. Por lo cual, se ha diseñado con la cortante del elemento por 125 %.

7.4 Elementos de borde

Se requiere el confinamiento de los elementos de borde en las zonas comprimidas cuando la profundidad del eje neutro “c” excede el valor de “c límite”.

$$c \geq \frac{l_m}{600 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_m}\right)}, \quad \left(\frac{\delta_u}{h_m}\right) \geq 0.005$$

Donde:

l_m : Longitud del muro en el plano horizontal

δ_u : Desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño

h_m : Altura del muro

Los elementos de confinamiento en los núcleos deben extenderse verticalmente hasta una distancia mínima que será determinada por el mayor de los valores:

$$L_{m\acute{a}x} \geq \left\{ l_m; 0.25 * \frac{M_u}{V_u} \right\}$$

La longitud de confinamiento del borde del muro, medida horizontalmente desde el extremo en compresión, debe ser mayor a:

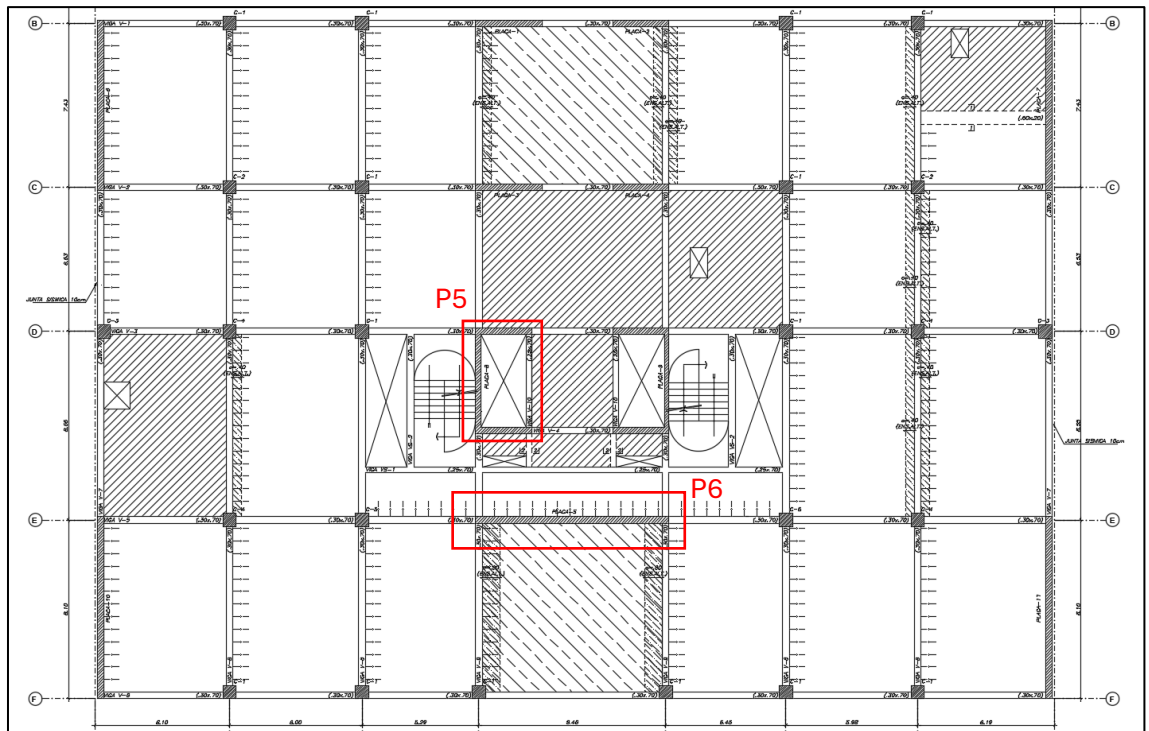
$$L_{m\acute{a}x} \geq \{ C - 0.1 * L_m; C/2 \}$$

7.5 Ejemplo de diseño de dos placas

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las placas analizadas corresponden a las señaladas en la figura 7.1. Para determinar las cargas, se emplearon dos métodos: un cálculo manual para las cargas verticales y el software ETABS para las cargas sísmicas. Los resultados del metrado para las placas P5 y P6 se presentan de manera detallada (Tabla 7.1 y 7.2). Se mostrará únicamente el diseño de las placas seleccionadas del piso más crítico.

Figura 7.1 Placas a diseñar y analizar



Nota: Elaboración propia

Tabla 7.1 Análisis estructural de la placa P5

Combinación de carga	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	-492.11	-1.80	-0.52	-1.85	78.29
CV	-196.75	-1.07	0.26	-0.21	25.57
CSX	-320.53	-7.31	-201.96	-1253.58	-152.48
CSY	-57.19	-150.68	-9.69	-58.15	-2390.35
1.4CM+1.7CV	1023.43	4.33	0.29	2.95	-153.07
1.25(CM+CV)+CSX	540.54	-3.73	-201.63	-1251.00	-282.30
1.25(CM+CV)-CSX	1181.61	10.89	202.28	1256.15	22.66
1.25(CM+CV)+CSY	803.89	-147.09	-9.37	-55.57	-2520.17
1.25(CM+CV)-CSY	918.26	154.26	10.02	60.73	2260.53
0.9CM+SX	122.37	-5.69	-201.49	-1251.91	-222.94
0.9CM-SX	763.43	8.93	202.42	1255.24	82.02
0.9CM+SY	385.72	-149.06	-9.23	-56.49	-2460.81
0.9CM-SY	500.09	152.29	10.16	59.82	2319.89

Nota: Elaboración propia

Tabla 7.2 Análisis estructural de la placa P6

Combinación de carga	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	-639.81	-0.41	4.29	6.48	7.94
CV	-266.80	-0.11	2.22	3.32	2.12
CSX	-2.68	-458.66	-0.04	-0.05	-4882.88
CSY	-147.14	-51.05	-4.59	-12.97	-618.99

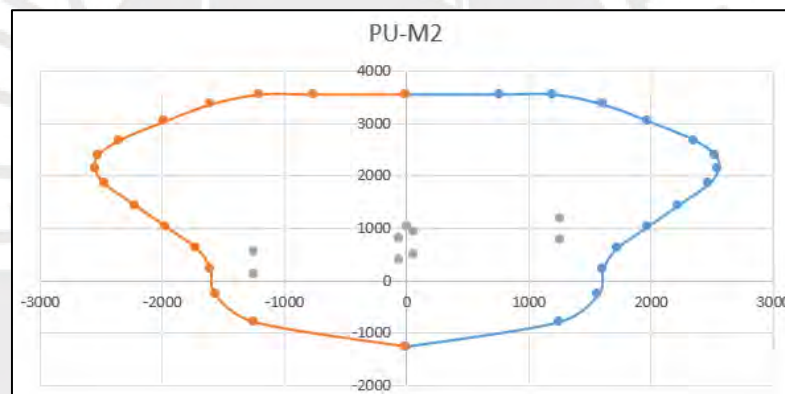
Combinación de carga	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4CM+1.7CV	1349.30	0.76	-9.77	-14.71	-14.72
1.25(CM+CV)+CSX	1130.58	-458.01	-8.17	-12.30	-4895.45
1.25(CM+CV)-CSX	1135.95	459.31	-8.09	-12.19	4870.31
1.25(CM+CV)+CSY	986.13	-50.39	-12.72	-25.22	-631.57
1.25(CM+CV)-CSY	1280.40	51.70	-3.54	0.73	606.42
0.9CM+SX	573.15	-458.29	-3.89	-5.88	-4890.03
0.9CM-SX	578.52	459.03	-3.82	-5.78	4875.74
0.9CM+SY	428.70	-50.67	-8.45	-18.80	-626.14
0.9CM-SY	722.97	51.42	0.73	7.14	611.85

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

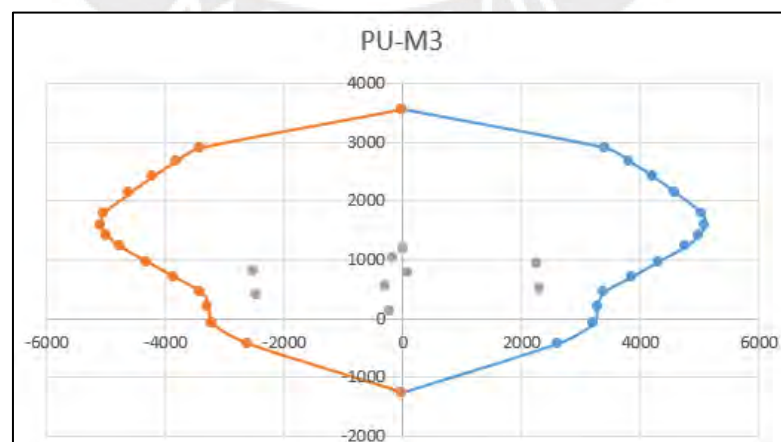
Las placas experimentan momentos significativos y cargas axiales. Para las placas P5 y P6 se obtuvo su diagrama de interacción con su respectiva cantidad de acero en el sentido XX e YY (Figura 7.2, 7.3, 7.4 y 7.5)

Figura 7.2 Placa P5, eje M22



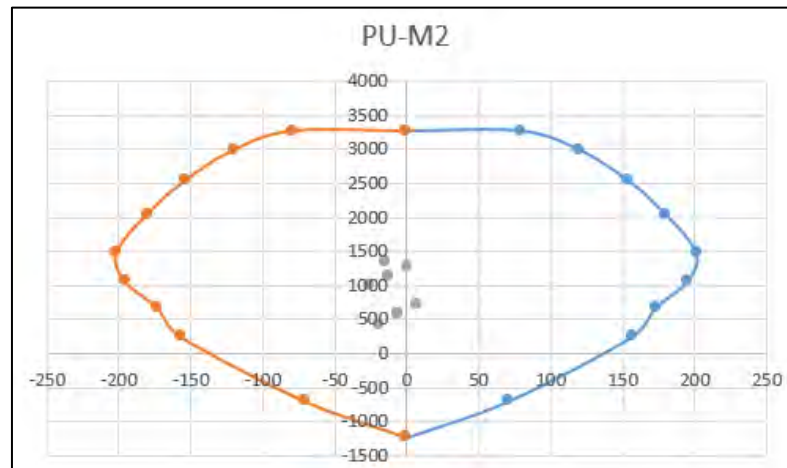
Nota: Elaboración propia

Figura 7.3 Placa P5, eje M33



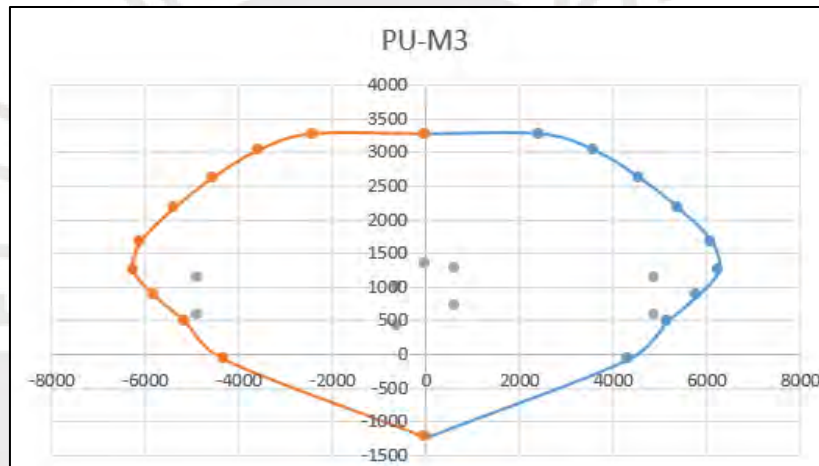
Nota: Elaboración propia

Figura 7.4 Placa P6, eje M22



Nota: Elaboración propia

Figura 7.5 Placa P6, eje M33



Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTANTE

Para el caso de PL6 debido que tiene una cortante de 458 ton que representa el 38% de la cortante en el sentido xx se diseñó con la cortante amplificada por 125 %. Continuando, en el análisis del diseño de cortante, se determinó que, considerando tanto la capacidad estructural como los efectos de sismo amplificado, es necesario añadir estribos de 1/2" @10 cm en el peor escenario (Tabla 7.3).

Tabla 7.3 Análisis de cortante y capacidad

-	PL6	PL5	
	V33	V33	V22
t (cm)	30	30	25
L (cm)	876	255	480
f ^c (kg/cm ²)	210	210	210
V _n (ton)	990.2	288.2	452.1

Vu (ton)	459	154	202
Vc (ton)	161.5	47.0	73.7
Vs (ton)	515.0	75.3	121.6
CAPACIDAD			
Mn (ton.m)	6248.0	2945.0	2945.0
Mu analisis (ton.m)	4900.0	2319.0	2319.0
Mn/Mu analisis	1.3	1.3	1.3
Vu diseño (ton)	733.1	132.1	210.8
Vs (ton)	701.0	108.4	174.3
Ash (cm2)	23.8	12.6	10.8
Ash colocado (cm2)	25.8	12.9	12.9
Asv (cm2)	25.5	12.8	11.9
Asv colocado (cm2)	25.8	12.9	12.9

Nota: Elaboración propia

ELEMENTOS DE BORDE

En el análisis de elementos de borde se determinó considerando las fórmulas anteriormente mencionadas, el resultado se muestra en la Tabla 7.4. Lo cual muestra que no es necesario colocar estribos adicionales en los bordes, pero por un tema de seguridad se usara un 15% de toda la longitud de la placa como elemento de borde.

Tabla 7.4 C limite y C calculado

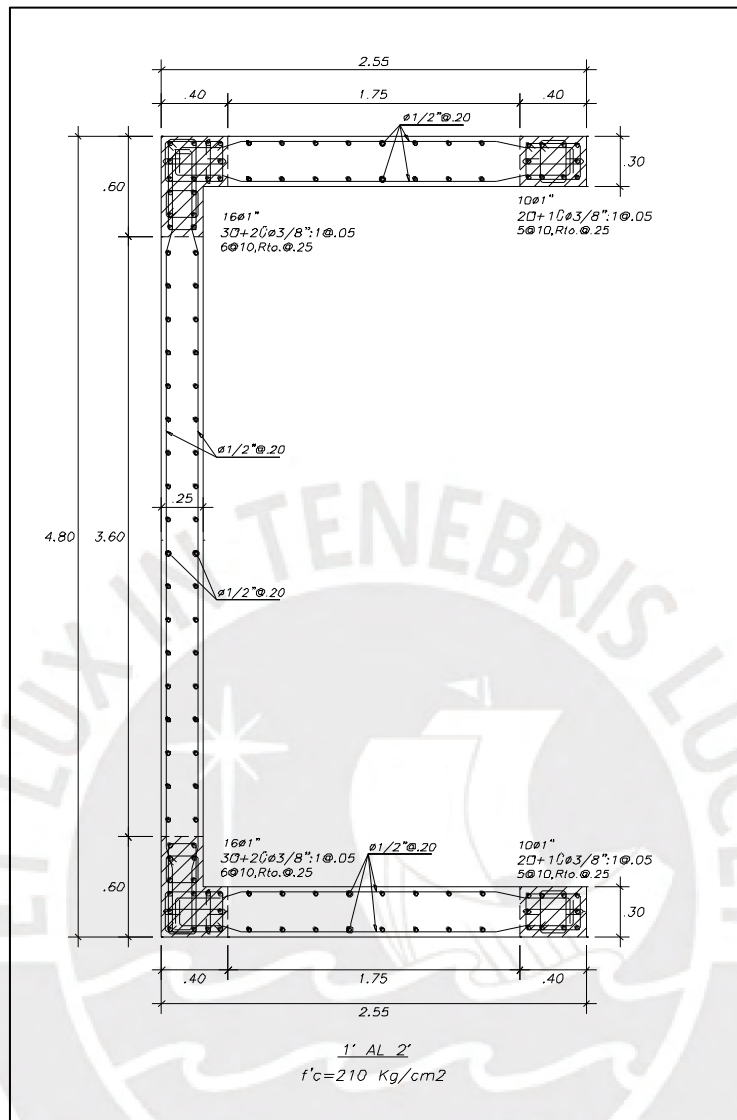
-	PL6	PL5	
lm (m)	8.76	5.10	4.80
δu (cm)	7.00	6.65	6.30
hm (m)	23.95	28.05	28.05
C limite (cm)	292	170	160
C (cm)	190	119	88

Nota: Elaboración propia

ESQUEMA FINAL

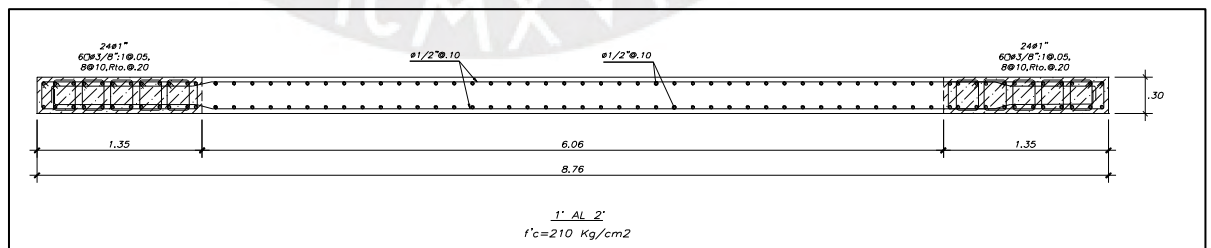
El diseño final de las placas del piso más crítico, por ende, con mayor refuerzo se muestra a continuación:

Figura 7.6 Distribución final del refuerzo en placa 5 del primer piso



Nota: Elaboración propia

Figura 7.7 Distribución final del refuerzo en placa 6 del primer piso



Nota: Elaboración propia

Capítulo 8 : Diseño de cimentación

La cimentación es un componente estructural cuyo objetivo es trasladar de forma eficaz las cargas que provienen de la superestructura hacia el suelo. En el caso de este proyecto, situado en el distrito de Miraflores, Lima, la investigación en mecánica de suelos (EMS) ha establecido que el terreno es de naturaleza gravosa, con una presión permisible de 4 kg/cm² y un peso específico de 1800 kg/m³. La mínima profundidad de cimentación determinada es de 1.20 m desde el nivel del suelo natural.

Teniendo en cuenta el terreno y las necesidades estructurales del edificio, se ha decidido utilizar zapatas aisladas, conectadas y combinadas para columnas y placas. El diseño de las zapatas se llevará a cabo teniendo en cuenta que los esfuerzos transmitidos al suelo no superen la presión permitida establecida, asegurando de esta manera la estabilidad de la estructura.

8.1 Zapata aislada

8.1.1 Dimensionamiento

Las dimensiones de una zapata aislada se establecen a través de un procedimiento reiterado que tiene como objetivo garantizar que la capacidad de soporte del terreno (esfuerzo permitido) no exceda las presiones máximas producidas en las esquinas de esta. Este estudio se centra en las esquinas ya que son las ubicaciones más alejadas del centro de la sección y, en consecuencia, donde se concentran los esfuerzos más intensos. Este cálculo puede llevarse a cabo mediante una fórmula particular.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{x-x} * y}{I_{x-x}} \pm \frac{M_{y-y} * x}{I_{y-y}}$$

Donde:

P=Fuerza axial resultante que actúa sobre la zapata

A= Área de la zapata

M_{x-x}=Momento actuante en la dirección X-X

M_{y-y}=Momento actuante en la dirección Y-Y

Es necesario asegurarse de que la presión estimada no supere el límite permitido por el terreno (esfuerzo aceptable). Si no se satisface esta condición, hay dos opciones, aumentar el tamaño de las zapatas, o poner en marcha zapatas combinadas como respuesta. Además, es vital asegurarse de que la presión mínima (σ_{min}) conserve un valor positivo, dado que el terreno carece de la habilidad para soportar fuerzas de tracción.

8.1.2 Corte por flexión

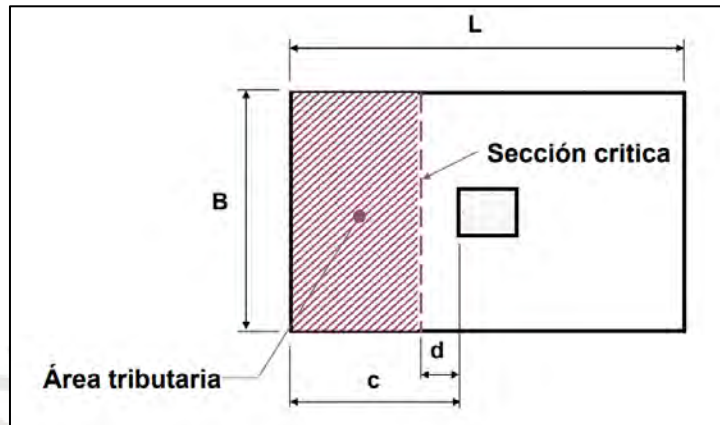
Las secciones voladizas, al mantenerse firmemente vinculadas al elemento vertical, muestran su punto crítico a una distancia 'd' (peralte efectivo) calculada desde el lado de estos elementos verticales, Figura 8.1. Se debe cumplir que la

cortante ultima por corte (V_u) debe ser menor a la cortante resistente del concreto (ϕV_c)

$$V_u = \sigma_u * B * (c - d)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * d * B$$

Figura 8.1 Sección para análisis por cortante en flexión



Nota: tomado de “diapositivas de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2019

8.1.3 Corte por punzonamiento

Considerando que las zapatas no poseen refuerzo suficiente para resistir el corte, es crucial establecer una altura apropiada para que su peralte "d" efectivo pueda resistir las fuerzas de corte. La zona crítica en la que se debe comprobar el punzonamiento se sitúa a una distancia que equivale a la mitad del peralte real ($d/2$) medida desde los bordes de los elementos verticales, Figura 8.2. De misma manera, la cortante ultima por corte (V_u) debe ser menor a la cortante resistente del concreto (ϕV_c).

$$V_u = \sigma_u * (A_t - A_0)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

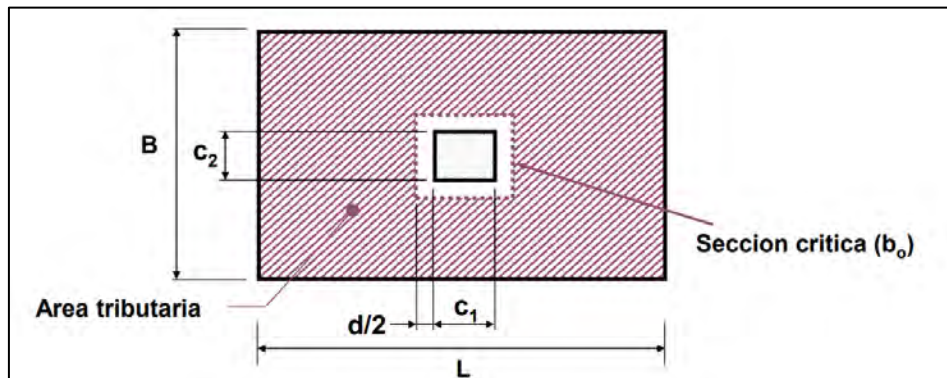
Donde:

A_t = Área total de la zapata

A_0 = Área de la sección crítica

b_0 = Perímetro de la sección crítica

Figura 8.2 Sección para análisis por cortante en punzonamiento



Nota: tomado de “diapositivas de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2019

8.1.4 Diseño por flexión

Una vez establecido el peralte de la zapata, se procede a determinar el reforzamiento por flexión. El máximo momento flector (M_u) para el diseño se tomará en cuenta en la cara del elemento vertical, lo que se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

$$M_u = \frac{\sigma_u * c^2}{2}$$

Además, cabe recalcar que el acero mínimo en zapatas es igual a:

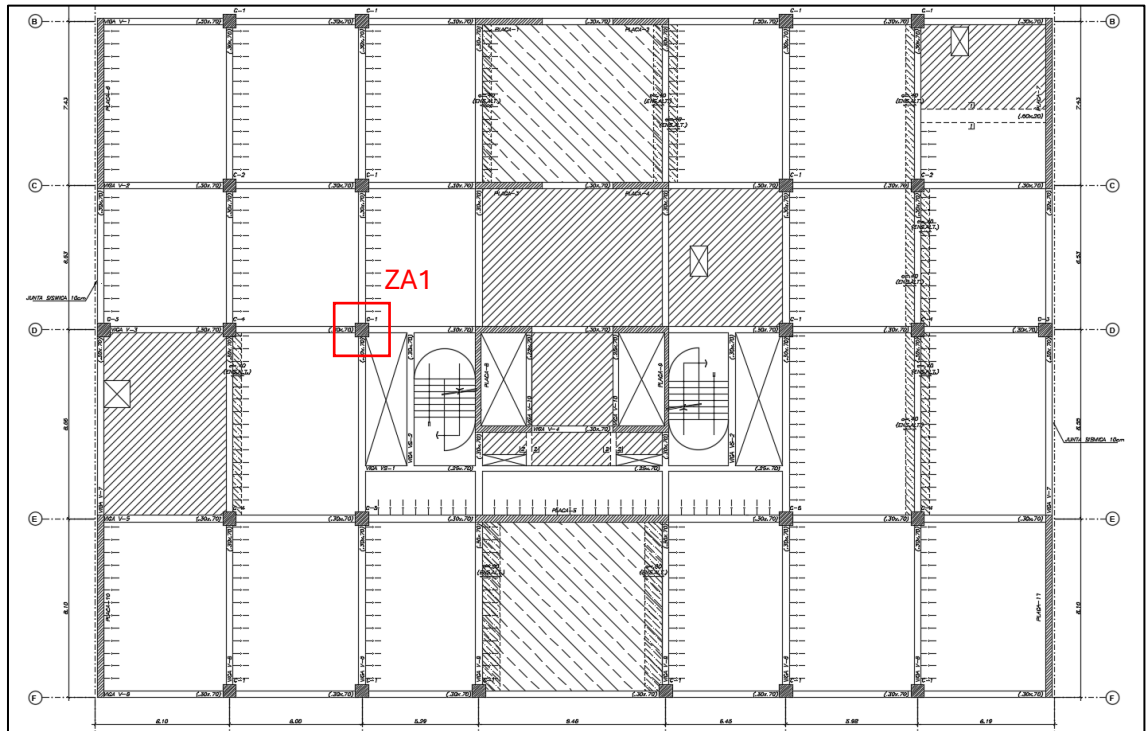
$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h$$

8.1.5 Ejemplo de diseño de zapata aislada

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La zapata analizada se muestra en la figura 8.3. Para determinar las cargas, se empleó el software ETABS. Los resultados de la zapata aislada ZA1 se presenta de manera detallada (Tabla 8.1).

Figura 8.3 zapata aislada predimensionar, analizar y diseñar



Nota: Elaboración propia

Tabla 8.1 Análisis estructural de la cimentación ZA1

Combinación de carga	P	M2	M3
	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	280.3	1.36	2.42
CV	97.0	0.45	0.77
SX	24.4	9.02	1.30
SY	12.6	0.30	8.21

Nota: Elaboración propia

DIMENSIONAMIENTO

Las dimensiones de la zapata se iteraron hasta que los esfuerzos producidos no excedan la capacidad del suelo para soportar cargas de servicio. En caso, de cargas de sismo se tomó en cuenta un aumento del 30% en la presión permitida. Al final se obtuvo una zapata aislada de dimensión 3.20x3.20 m (Tabla 8.2).

Tabla 8.2 Verificación biaxial de la cimentación ZA1, 3.20x3.20 m

COMBINACIÓN	σ_1 (tonf/m ²)	σ_2 (tonf/m ²)	σ_3 (tonf/m ²)	σ_4 (tonf/m ²)	σ_{max} (tonf/m ²)
D+V	37.8	36.6	35.9	37.1	37.8
D+V+0.80SX	41.2	39.6	36.3	37.9	41.2
D+V-0.80SX	34.3	33.5	35.5	36.3	36.3
0.90D+0.8SX	28.7	27.5	24.4	25.6	28.7
0.90D-0.8SX	21.8	21.4	23.6	24.0	24.0
D+V+0.80SY	40.0	36.4	35.7	39.2	40.0

COMBINACIÓN	σ_1 (tonf/m ²)	σ_2 (tonf/m ²)	σ_3 (tonf/m ²)	σ_4 (tonf/m ²)	σ_{max} (tonf/m ²)
D+V-0.80SY	35.5	36.8	36.2	34.9	36.8
0.90D+0.80SY	27.5	24.3	23.8	27.0	27.5
0.90D-0.80SY	23.0	24.6	24.3	22.7	24.6

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTE POR FLEXIÓN

La fuerza cortante se verifica a una distancia “d” de la cara del apoyo. Al presentar la base voladiza de la misma longitud en ambas direcciones, el análisis se realiza sobre una franja de un metro de ancho, cumpliéndose que la resistencia del concreto es mayor a la exigida (Tabla 8.3).

Tabla 8.3 Diseño por corte por flexión de la cimentación ZA1, h=0.75 m

	Respecto a L	Respecto a B
Vu (tonf)	115.99	115.99
ϕVc (tonf)	156.80	156.80

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTE POR PUNZONAMIENTO

Se cumple el diseño de cortante por punzonamiento (Tabla 8.4).

Tabla 8.4 Diseño por corte por punzonamiento de la cimentación ZA1, h=0.75 m

bo(m)	5
Ao(m ²)	1.56
d(m)	0.65
Vu (tonf)	484
ϕVc (tonf)	509

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

En el diseño de flexión, se analizó por metro de ancho. Se colocó en ambos sentidos refuerzos de 3/4” @15cm (Tabla 8.5).

Tabla 8.5 Diseño por flexión de la cimentación ZA1, 3.20x3.20 m

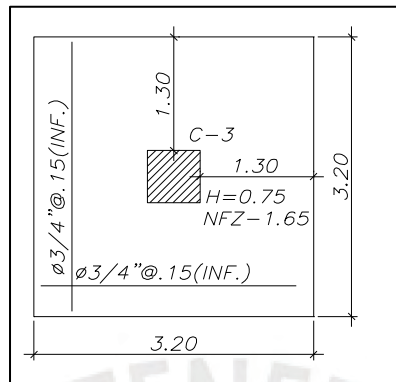
	Respecto a L	Respecto a B
Mu (tonf.m)	150.78	150.78
Mu (tonf.m/m)	47.12	47.12
As requere (cm ² /m)	18.71	18.71
As min (cm ² /m)	11.70	11.70
As Colo (cm ² /m)	18.93	18.93
$\phi 3/4$ "	0.150	0.150

Nota: Elaboración propia

ESQUEMA FINAL

Se muestra a continuación el esquema de la zapata ZA1.

Figura 8.4 Distribución final del refuerzo en la zapata ZA1



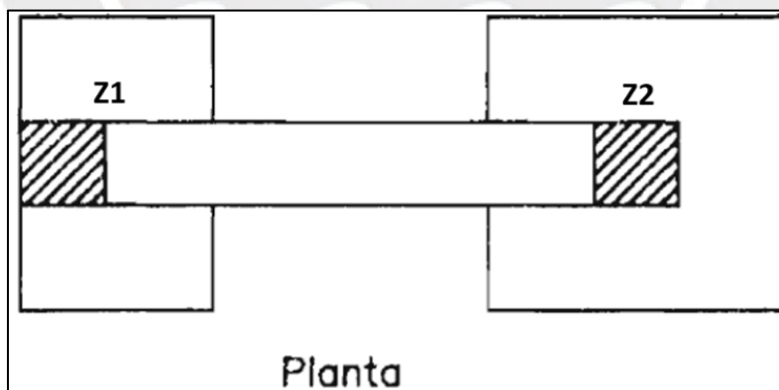
Nota: Elaboración propia

8.2 Zapata conectada

8.2.1 Dimensionamiento

Las zapatas que presentan excentricidad, ya sea por condiciones del terreno o por la ubicación del elemento estructural, deben estar conectadas a zapatas aisladas mediante vigas de cimentación (Figura 8.5). Esto se debe a que la separación entre el eje del elemento estructural (como columnas o placas) y el centro de la zapata genera un momento significativo, el cual será absorbido completamente por la viga de cimentación.

Figura 8.5 Planta de zapatas conectadas por viga de cimentación



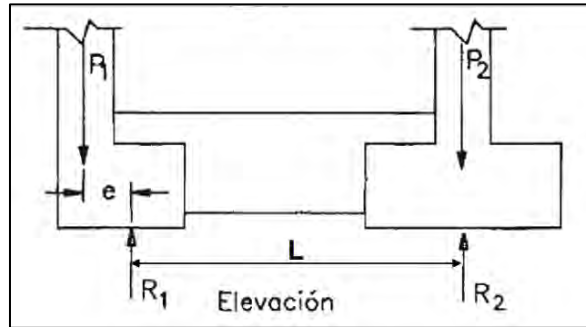
Nota: Diapositiva de clase de concreto armado 2, por Higashi, 2019

Para calcular los esfuerzos en las zapatas, es necesario primero determinar las reacciones puntuales que actúan en el centro de cada una (Figura 8.6). Dado que el sistema se encuentra en equilibrio, estas reacciones pueden obtenerse aplicando las condiciones de equilibrio estático. Una vez obtenidas, se procede al análisis de los esfuerzos correspondientes en cada zapata que es igual al explicado para zapatas aisladas.

$$R_1 = P_1 + \frac{P_1 * e}{L} - \frac{(M_1 + M_2)}{L}$$

$$R_2 = P_2 - \frac{P_1 * e}{L} + \frac{(M_1 + M_2)}{L}$$

Figura 8.6 Elevación de zapatas conectadas por viga de cimentación



Nota: Diapositiva de clase de concreto armado 2, por Higashi, 2019

8.2.2 Corte por flexión

El análisis de corte por flexión se lleva a cabo de manera individual para cada elemento estructural, ya sea la zapata de cada columna como de cada placa, aplicando el mismo procedimiento utilizado en el caso de zapatas aisladas.

Para el caso del corte en la viga que conecta las zapatas, se aplicarán las especificaciones establecidas en el Capítulo 5, correspondiente al diseño de vigas. El valor de la fuerza cortante requerida para resistir la acción estructural se determina a partir del diagrama de fuerza cortante generado en la cara de la viga (ver Figura 8.6). De manera simplificada, esta fuerza puede calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$V_u = R_1 - (1.4 * CM_1 + 1.7 * CV_1)$$

8.2.3 Corte por punzonamiento

El análisis por punzonamiento se realiza de forma individual para cada elemento estructural, ya sea la zapata de cada columna como de cada placa, siguiendo el mismo criterio aplicado en el estudio de zapatas aisladas.

8.2.4 Diseño por flexión

El diseño por flexión se realiza de forma individual para cada elemento estructural, ya sea la zapata de cada columna como de cada placa, siguiendo el mismo criterio aplicado en el estudio de zapatas aisladas.

Para el caso de diseño por flexión en la viga que conecta las zapatas, se aplicarán las especificaciones establecidas en el Capítulo 5, correspondiente al diseño de vigas. El valor del momento requerido para resistir la acción estructural se determina a partir del diagrama de momento flector (ver Figura 8.6). De manera simplificada el momento puede calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$M_u = 1.4 * CM_2 + 1.7 * CV_2 + (R_1 - (1.4 * CM_1 + 1.7 * CV_1)) * (L - \left(\frac{L_1}{2} - l_1\right) + \frac{l_2}{2})$$

Donde:

L: Distancia de cara a cara de zapatas

L1: Longitud de la zapata excéntrica

l1: Longitud de la columna de la zapata excéntrica

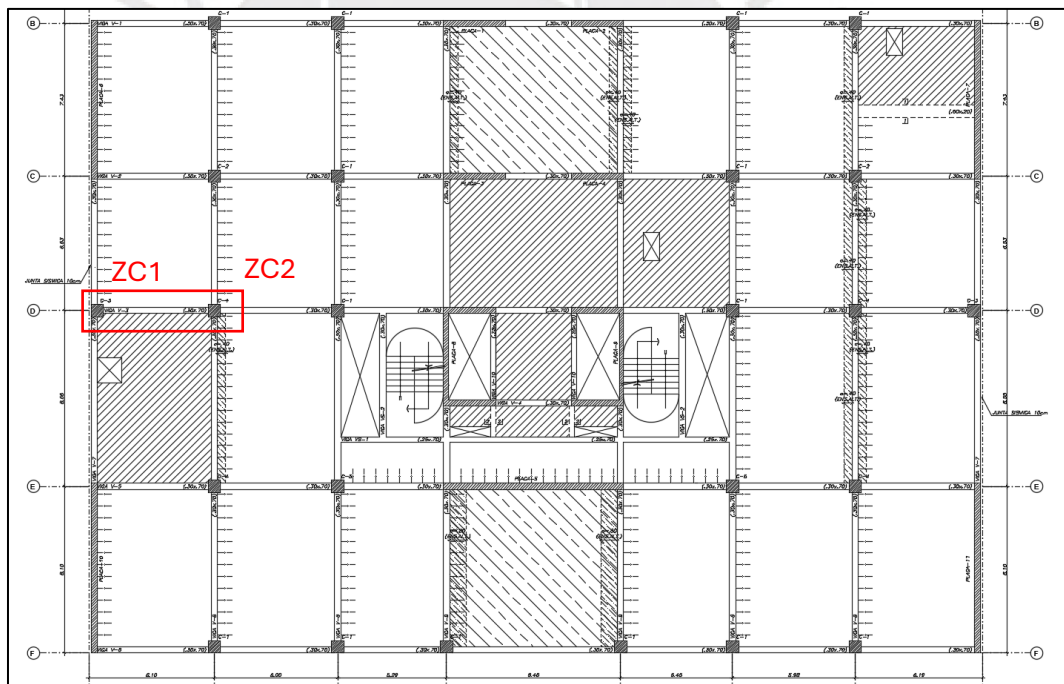
l2: Longitud de la columna de la zapata centrada

8.2.5 Ejemplo de diseño de zapata conectada

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las zapatas analizadas corresponden a las señaladas en la figura 8.7. Para determinar las cargas, se empleó el software ETABS. El resultado para la zapata conectada ZC1 y ZC2 se presentan de manera detallada (Tabla 8.6 y 8.7).

Figura 8.7 zapata conectada a predimensionar, analizar y diseñar



Nota: Elaboración propia

Tabla 8.6 Análisis estructural de la zapata ZC1

Combinación de carga	P	M2	M3
	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	140.6	0.3	0.6
CV	37.7	0.4	0.0
SX	25.1	9.9	0.8
SY	13.5	2.2	5.1

Nota: Elaboración propia

Tabla 8.7 Análisis estructural de la zapata ZC2

Combinación de carga	P	M2	M3
	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	261.8	1.4	2.4
CV	97.0	0.4	0.8
SX	24.4	9.0	1.3
SY	12.6	0.3	8.2

Nota: Elaboración propia

DIMENSIONAMIENTO

Las dimensiones de las zapatas se iteraron hasta que los esfuerzos producidos no excedan la capacidad del suelo para soportar cargas de servicio. Para las cargas de sismo, se tomó en cuenta un aumento del 30% en la presión permitida. La comprobación evidenció que los esfuerzos son tolerables, siendo el criterio crucial que el esfuerzo mínimo se conserve positivo, (Tabla 8.8 y 8.9).

Tabla 8.8 Verificación biaxial de la zapata ZC1, 1.70x3.60 m

COMBINACIÓN	R1	σ_1 (tonf/m ²)	σ_2 (tonf/m ²)
D+V	209.0	34.3	34.0
D+V+SX	177.6	29.4	28.6
D+V-SX	240.5	39.7	38.9
D+V+SY	209.0	37.9	34.8
D+V-SY	209.0	33.5	30.4

Nota: Elaboración propia

Tabla 8.9 Verificación biaxial de la zapata ZC2, 3.20x3.20 m

COMBINACIÓN	R2	σ_1 (tonf/m ²)	σ_2 (tonf/m ²)
D+V	357.5	35.5	34.3
D+V+SX	339.4	34.0	32.3
D+V-SX	375.5	37.0	36.3
D+V+SY	357.5	38.2	34.1
D+V-SY	357.5	35.8	31.6

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTE POR FLEXIÓN

La verificación de la fuerza cortante se realiza a una distancia igual a “d” medida desde la cara del apoyo. Dado que la base presenta voladizos de igual longitud en ambas direcciones, el análisis se efectúa considerando una franja de un metro de ancho. Tablas 8.10 y 8.11.

Tabla 8.10 Diseño por corte por flexión de la zapata ZC1, h=0.75 m

Respecto a L

Vu (tonf)	47.6
ϕVc (tonf)	49.0

Nota: Elaboración propia

Tabla 8.11 Diseño por corte por flexión de la zapata ZC2, $h=0.75$ m

	Respecto a L
Vu (tonf)	34.1
ϕVc (tonf)	49.0

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTE POR PUNZONAMIENTO

En el diseño de cortante por punzonamiento, se determinó que, no es necesario añadir estribos (Tabla 8.12 y 8.13).

Tabla 8.12 Diseño por corte por punzonamiento de la zapata ZC1, $h=0.75$ m

bo(m)	2.9
Ao(m ²)	1.0
d(m)	0.7
Vu (tonf)	257.8
ϕVc (tonf)	284.2

Nota: Elaboración propia

Tabla 8.13 Diseño por corte por punzonamiento de la zapata ZC2, $h=0.75$ m

bo(m)	5.0
Ao(m ²)	1.6
d(m)	0.7
Vu (tonf)	455.3
ϕVc (tonf)	490.0

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

En el diseño de flexión, se analizó por metro de ancho (Tabla 8.14 y 8.15).

Tabla 8.14 Diseño por flexión de la zapata ZC1, 1.70x3.60 m

	Respecto a L	Respecto a B
Mu (tonf.m/m)	30.3	64.1
As requere (cm ² /m)	12.5	27.1
As min (cm ² /m)	11.7	11.7
As Colo (cm ² /m)	14.2	28.4

Nota: Elaboración propia

Tabla 8.15 Diseño por flexión de la zapata ZC2, 3.20x3.20 m

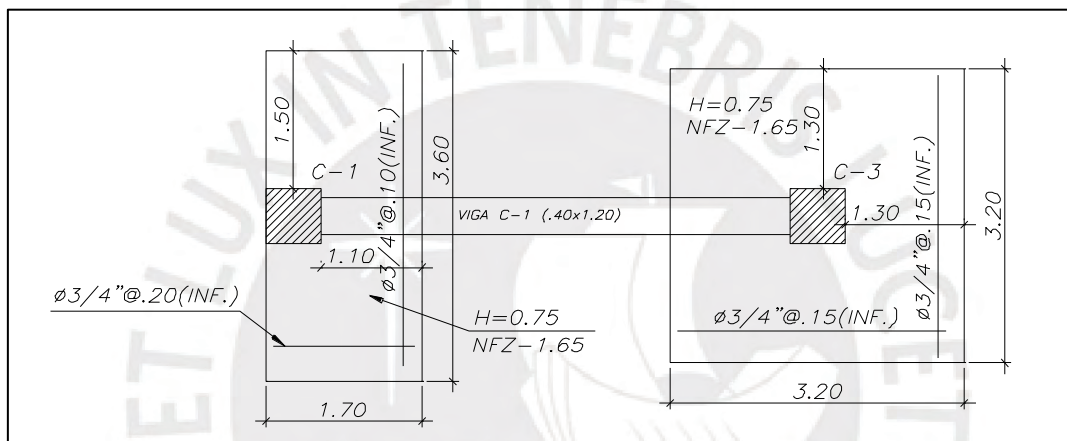
	Respecto a L
Mu (tonf.m/m)	44.3
As reque (cm ² /m)	18.5
As min (cm ² /m)	11.7
As Colo (cm ² /m)	18.9

Nota: Elaboración propia

ESQUEMA FINAL

Se muestra a continuación el esquema de la zapata conectada de ZC1 y ZC2.

Figura 8.8 Distribución final del refuerzo en la zapata conectada ZC1 y ZC2



Nota: Elaboración propia

8.2.6 Ejemplo de viga de cimentación

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis de la viga de cimentación que conecta a la zapata ZC1 y ZC2, se usa las ecuaciones establecidas en el capítulo 8.2.2 y 8.2.4 que otorgan fórmulas de diseño por cortante y flexión respectivamente como se muestra a continuación:

$$-V_u = 305 - (1.4 * 151.6 + 1.7 * 37.7)$$

$$V_u = 28.79 \text{ ton}$$

$$-M_u = 1.4 * 1.4 + 1.7 * 0.4 + (305 - (1.4 * 151.6 + 1.7 * 37.7)) * \left(5.1 - \left(\frac{1.7}{2} - 0.6\right) + \frac{0.6}{2}\right)$$

$$M_u = 151 \text{ ton.m}$$

DISEÑO POR CORTE POR FLEXIÓN

En el diseño de cortante por flexión, se determinó que, solo se necesita colocar el refuerzo mínimo (Tabla 8.16).

Tabla 8.16 Diseño por corte por flexión de la viga de cimentación

B (cm)	0.40
H (cm)	1.20
Vu (tonf)	28.79
ϕV_c (tonf)	33.17
Vs (tonf)	0
Av (cm ²)	1.42
S (cm)	25.00

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

En el diseño por flexión, se determinó que, se necesita 8 refuerzos de 1" en la zona más crítica (Tabla 8.17).

Tabla 8.17 Diseño por flexión de la viga de cimentación

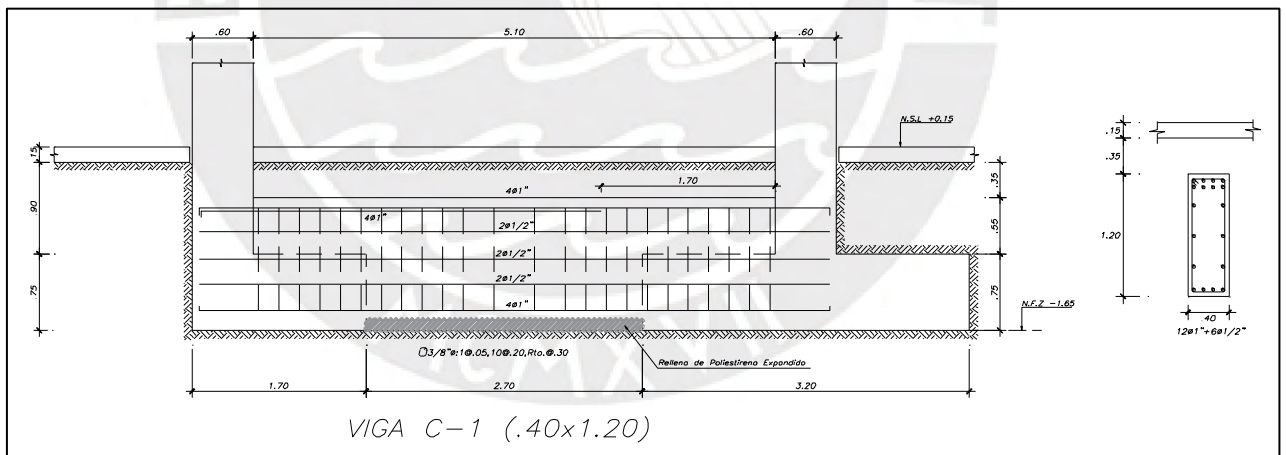
Mu (tonf*m)	150.94
As requere (cm ² /m)	37.42
As Colo (cm ² /m)	40.08

Nota: Elaboración propia

ESQUEMA FINAL

Se muestra a continuación el esquema de la viga de cimentación.

Figura 8.9 Distribución final del refuerzo de la viga de cimentación



Nota: Elaboración propia

8.3 Zapata combinada

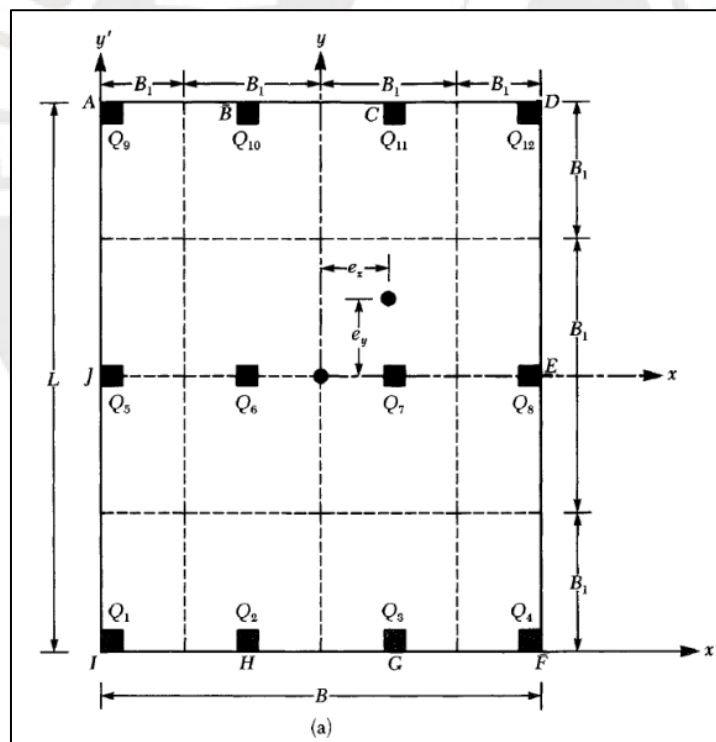
8.3.1 Dimensionamiento

Cuando dos columnas o placas se encuentran muy próximas o cuando las zapatas aisladas generan superposición, se opta por una zapata combinada, cuya función es transmitir las cargas de ambas columnas o placas al terreno mediante una única estructura de cimentación.

Estructuralmente, se comporta como una viga continua apoyada en dos o más columnas, con posibles voladizos y sujeta a cargas distribuidas. Para mantener una distribución de esfuerzos y asentamientos la zapata debe tener suficiente rigidez, por ende, se unen con vigas de cimentación.

En el predimensionamiento, se debe verificar que la presión transmitida al terreno no exceda el esfuerzo admisible del suelo. Para ello, se calculan las fuerzas actuantes en el centroide de la zapata (Figura 8.10), se obtienen las resultantes y se evalúan los esfuerzos extremos en la base para comprobar que se cumpla con los criterios de capacidad portante.

Figura 8.10 Centroide de cimentación combinada



Nota: Diapositiva de clase de concreto armado 2, por Higashi, 2019

8.3.2 Corte por flexión

Para el análisis por cortante, dada la complejidad geométrica de la zapata combinada, se utilizará el software SAFE, el cual permite modelar cimentaciones con diversas formas y tipos de carga, facilitando así la obtención del diagrama de fuerza cortante a lo largo de toda la zapata por cada metro de ancho. El diseño se

realizará considerando la cortante más crítica que se presente, siguiendo los mismos criterios, fórmulas y consideraciones establecidos en el capítulo 8.1 para el diseño de zapatas aisladas.

8.3.3 Corte por punzonamiento

El análisis por punzonamiento se realiza de forma individual para cada elemento estructural, ya sea la zapata de cada columna como de cada placa, siguiendo el mismo criterio aplicado en el estudio de zapatas aisladas.

8.3.4 Diseño por flexión

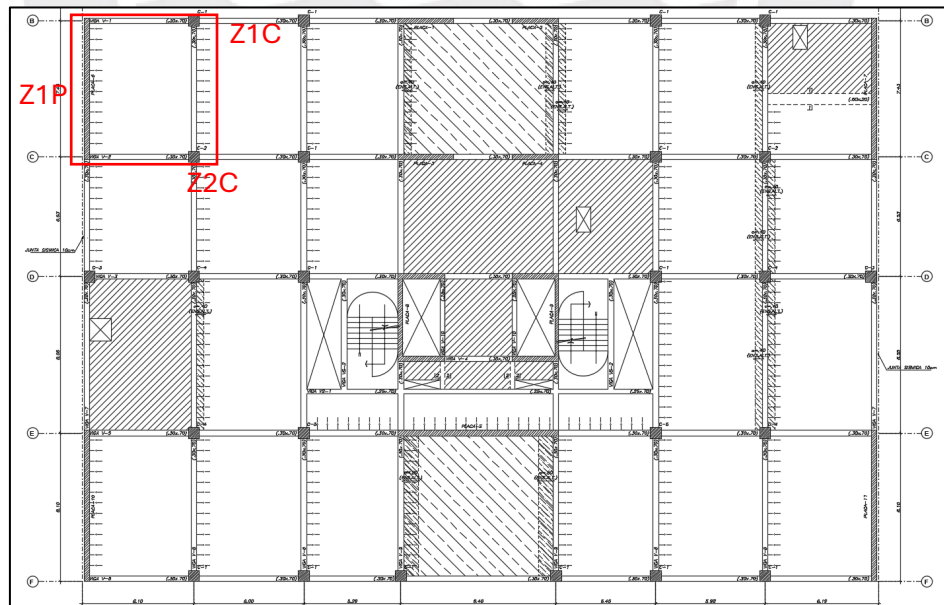
Para el análisis por flexión, debido a la complejidad geométrica de la zapata combinada, se empleará el software SAFE, el cual permite modelar cimentaciones con diferentes formas y condiciones de carga, lo que facilita la obtención del diagrama de momentos flectores a lo largo de toda la zapata por cada metro de ancho. El diseño se realizará considerando el momento flector más crítico, aplicando los mismos criterios, fórmulas y consideraciones establecidos en el capítulo 8.1 para el diseño de zapatas aisladas.

8.3.5 Ejemplos de diseño de zapatas combinada

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las zapatas analizadas corresponden a las señaladas en la figura 8.11. Para determinar las cargas, se empleó el software ETABS. El resultado para la zapata combinada Z1C, ZC2 y Z1P se presentan de manera detallada (Tabla 8.18, 8.19 y 8.20). Así mismo, se calculó las fuerzas en el centroide de la zapata (Tabla 8.21).

Figura 8.11 Zapata combinada a predimensionar, analizar y diseñar



Nota: Elaboración propia

Tabla 8.18 Análisis estructural de la zapata Z1P

Combinación de carga	P	M2	M3
	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	296.5	54.9	0.0
CV	73.6	12.0	0.0
SX	18.7	612.8	8.6
SY	39.8	2667.3	1.4

Nota: Elaboración propia

Tabla 8.19 Análisis estructural de la zapata Z1C

Combinación de carga	P	M2	M3
	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	140.6	0.3	0.6
CV	37.7	0.4	0.0
SX	25.1	9.9	0.8
SY	13.5	2.2	5.1

Nota: Elaboración propia

Tabla 8.20 Análisis estructural de la zapata Z2C

Combinación de carga	P	M2	M3
	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	140.6	0.3	0.6
CV	37.7	0.4	0.0
SX	25.1	9.9	0.8
SY	13.5	2.2	5.1

Nota: Elaboración propia

Tabla 8.21 Análisis estructural de la zapata combinada

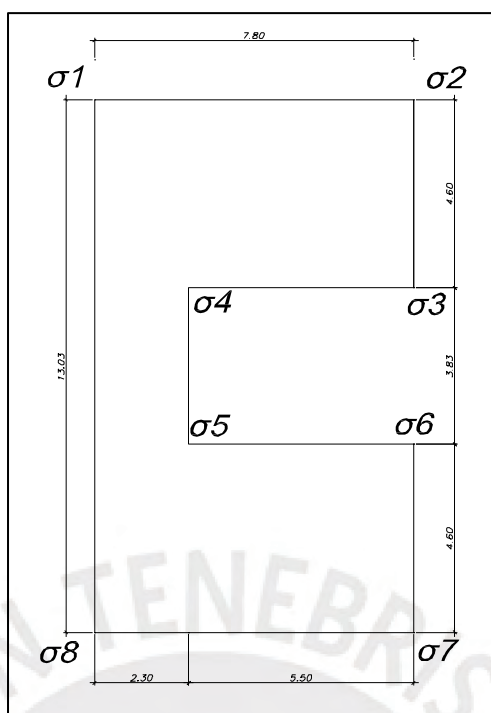
Combinación de carga	P	M2	M3
	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	751.8	55.4	-329.6
CV	149.0	12.8	-68.8
SX	68.9	632.5	68.4
SY	66.9	2671.6	-58.7

Nota: Elaboración propia

DIMENSIONAMIENTO

Las dimensiones de las zapatas se iteraron hasta que los esfuerzos producidos no excedan la capacidad del suelo para soportar cargas de servicio, obteniendo una forma en "C" (Figura 8.12). Para el estudio de sismos, se tomó en cuenta un aumento del 30% en la presión permitida. La comprobación evidenció que los esfuerzos son tolerables, siendo el criterio crucial que el esfuerzo mínimo se conserve positivo, (Tabla 8.22).

Figura 8.12 Forma "C" de la zapata combinada



Nota: Elaboración propia

Tabla 8.22 Verificación biaxial de la zapata combinada

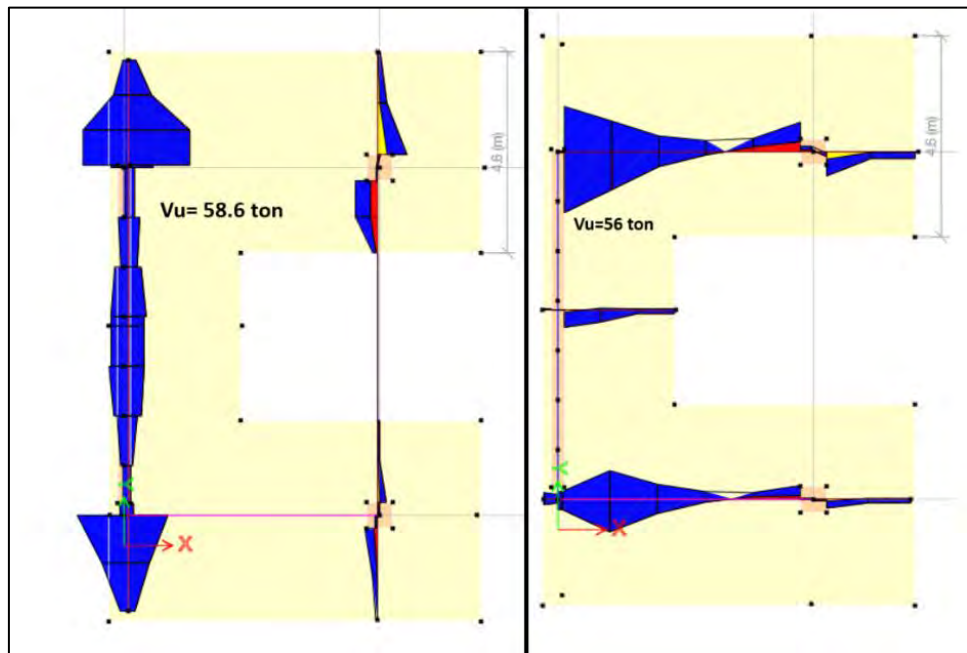
COMBINACIÓN	D+V	D+V+0.80SX	D+V-0.80SX	0.90D+0.8SX	0.90D-0.8SX	D+V+0.80SY	D+V-0.80SY	0.90D+0.80SY	0.90D-0.80SY
σ1 (tonf/m2)	14.8	17.4	12.3	13.7	8.5	28.5	1.2	22.0	0.2
σ2 (tonf/m2)	7.5	11.1	4.0	9.2	2.1	20.1	5.0	15.7	4.4
σ3 (tonf/m2)	7.3	9.2	5.4	7.4	3.6	11.2	3.5	8.6	2.4
σ4 (tonf/m2)	12.5	13.7	11.2	10.5	8.1	17.1	7.8	13.0	5.7
σ5 (tonf/m2)	12.3	12.1	12.4	9.0	9.4	9.7	14.9	7.1	11.3
σ6 (tonf/m2)	7.1	7.7	6.6	5.9	4.8	3.8	10.5	2.7	8.1
σ7 (tonf/m2)	6.9	5.8	8.0	4.1	6.3	5.2	19.0	4.4	14.9
σ8 (tonf/m2)	14.2	12.1	16.3	8.5	12.8	3.2	25.2	1.8	19.4

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTE POR FLEXIÓN

Como se mencionó el análisis por cortante se calculó con el software SAFE (Figura 8.13), con un peralte de 0.90 m se muestra que cumple con la resistencia a corte del concreto (Tabla 8.23)

Figura 8.13 Análisis por metro línea, fuerza cortante



Nota: Elaboración propia

Tabla 8.23 Diseño por corte por flexión de la zapata combinada, $h=0.90\text{ m}$

V_u (tonf)	58.6
ϕV_c (tonf)	60.3

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTE POR PUNZONAMIENTO

En el diseño de cortante por punzonamiento, se determinó que, con el peralte de 0.90 m cumple con la resistencia a corte del concreto (Tabla 8.24).

Tabla 8.24 Diseño por corte por punzonamiento de la zapata combinada, $h=0.90\text{ m}$

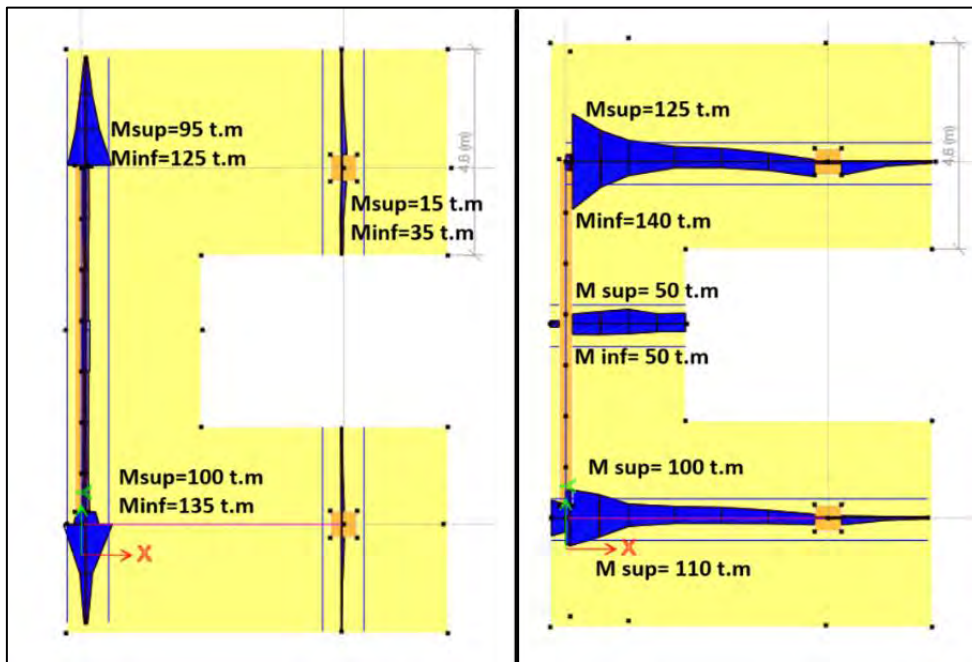
COLUMNA O PLACA	B (m)	L(m)	bo(m)	V_u (tonf)	ϕV_c (tonf)	$V_u < \phi V_c$
Z1P	7.73	0.3	19.26	270	2323	OK
Z1C	0.6	0.6	5.6	220	675	OK
Z2C	0.6	0.6	5.6	220	675	OK

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

Como se mencionó el análisis por flexión se calculó con el software SAFE (Figura 8.14), con un peralte de 0.90 m se muestra que necesita refuerzo de 1" @20cm en la zona no tan esforzada y en la zona esforzada 1" @10cm ya sea en la zona superior como inferior (Tabla 8.25)

Figura 8.14 Análisis por metro línea, momento flector



Nota: Elaboración propia

Tabla 8.25 Diseño por flexión de la zapata combinada, $h=0.90$ m

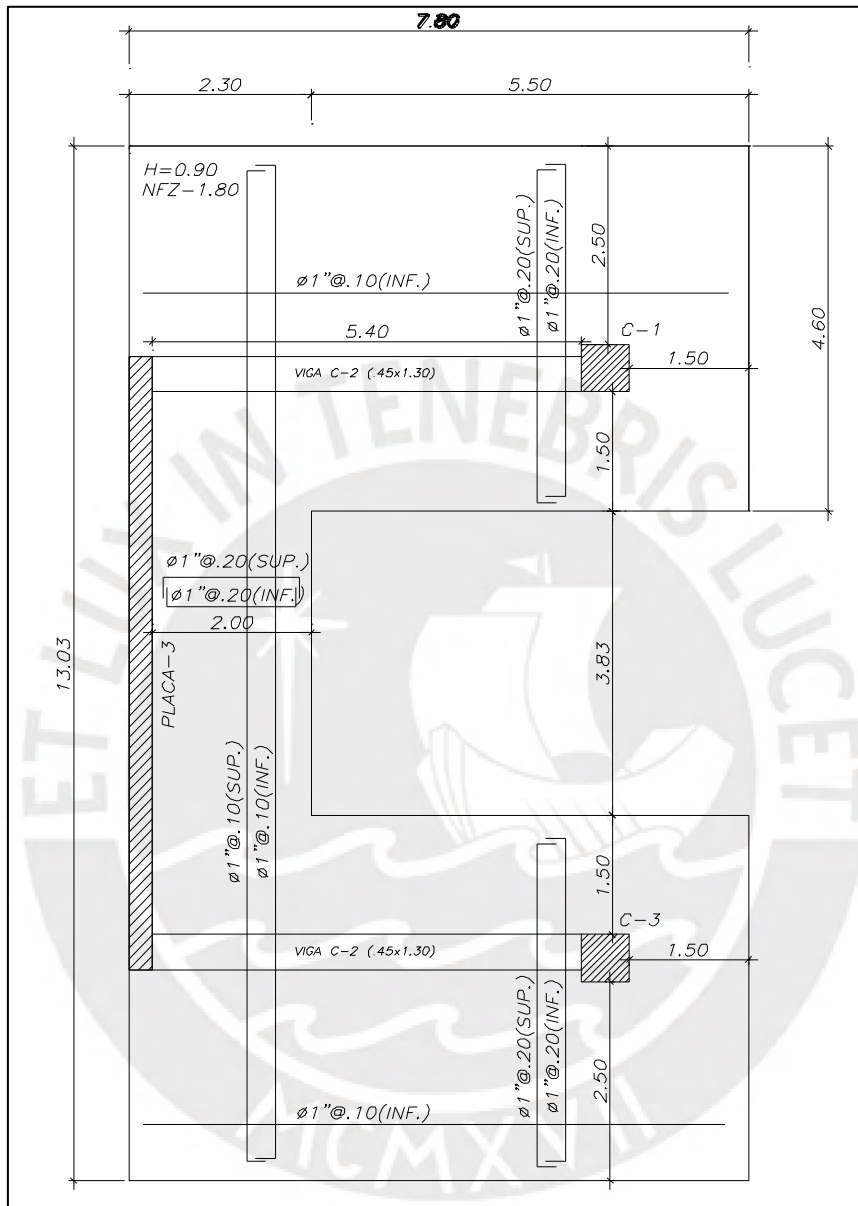
	Respecto a L	Respecto a B
Mu _{sup} (tonf.m/m)	125	135
Mu _{inf} (tonf.m/m)	140	125
As reque _{sup} (cm ² /m)	43.4	47.1
As reque _{inf} (cm ² /m)	48.9	43.4
As min (cm ² /m)	11.7	11.7
As Colo _{sup} (cm ² /m)	51	51
As Colo _{inf} (cm ² /m)	51	51

Nota: Elaboración propia

ESQUEMA FINAL

Se muestra a continuación el esquema de la zapata combinada

Figura 8.15 Distribución final del refuerzo en la zapata combinada



Nota: Elaboración propia

Capítulo 9 : Diseño de escalera

Las escaleras son elementos que sirven para unir diferentes pisos o niveles dentro de un edificio. Sus dimensiones típicas incluyen peldaños con una profundidad de 25 a 30 centímetros y una altura (contrapaso) que oscila entre 16 y 19 centímetros.

9.1 Análisis estructural

Las escaleras se construyen mediante losas macizas que se apoyan y funcionan de una manera particular las cargas gravitacionales, son las únicas cargas que se tienen en cuenta y sólo en una dirección.

El peso de la escalera se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\omega_{pp} = \gamma_{concreto} * \left(\frac{C_p}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{C_p}{p} \right)^2} \right)$$

9.2 Diseño por flexión

Para su diseño por flexión se utilizará el método descrito en el capítulo 4 sobre losas macizas.

9.3 Diseño por corte

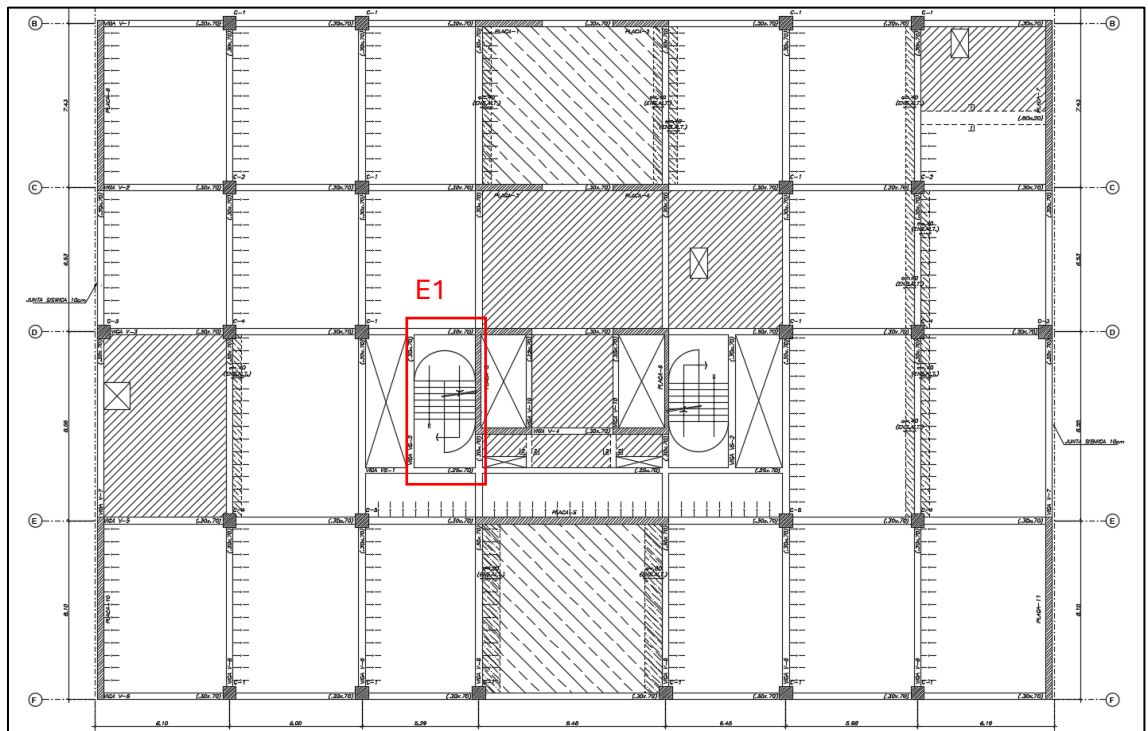
Para su diseño por corte se utilizará el método descrito en el capítulo 4 sobre losas macizas.

9.4 Ejemplo de diseño de una escalera

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La escalera analizada corresponde a la señalada en la figura 9.1 y cuenta con un paso de 25 cm, un contrapaso de 18 cm y una garganta de 20 cm. Para determinar las cargas, se empleó el cálculo manual (Tabla 9.1). El resultado del análisis de la escalera se presenta de manera detallada (Figura 9.2).

Figura 9.1 Escalera a predimensionar, diseñar y analizar



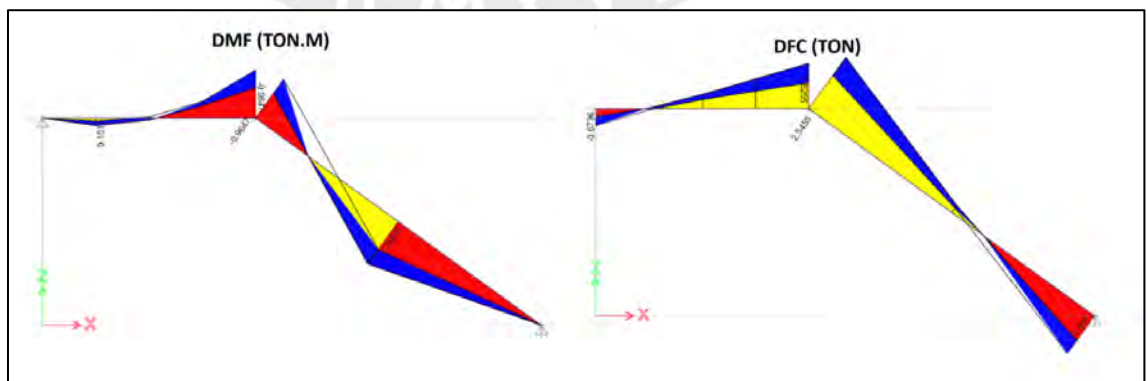
Nota: Elaboración propia

Tabla 9.1 Análisis estructural de la escalera E1

	TRAMO	
	Inclinado	Descanso
Peso propio (ton/m)	0.81	0.48
Piso terminado (ton/m)	0.10	0.10
carga muerta total (ton/m)	0.91	0.58
carga viva total (ton/m)	0.40	0.40
carga ultima (ton/m)	1.95	1.49

Nota: Elaboración propia

Figura 9.2 Análisis estructural de la escalera E1



Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

En el diseño por flexión, se determinó el refuerzo necesario que es mayor al mínimo, por lo cual, se colocara refuerzos de 3/8" como mínimo (Tabla 9.2).

Tabla 9.2 Diseño por flexión de la escalera E1

	POSITIVO	NEGATIVO
b (cm)	100	100
d (cm)	17	17
Mu (ton.m)	0.964	1.05
A _{calculado} (cm ²)	2.38	2.6
A _{min} (cm ²)	1.8	1.8

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTANTE

En el diseño por cortante, se determinó que cumple el diseño por resistencia. Por lo que, para un espesor de 20 cm es suficiente (Tabla 9.3). No se disminuye el espesor debido a temas de vibración como facilidad constructiva.

Tabla 9.3 Diseño por cortante de la escalera E1

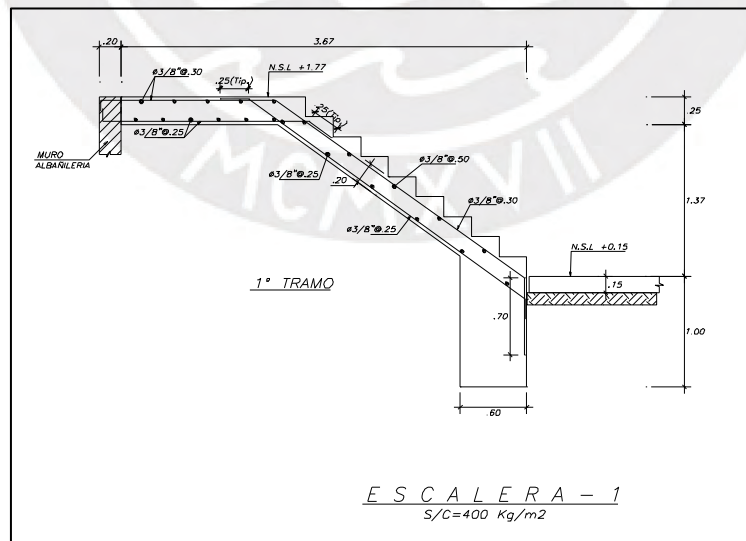
d (cm)	17
ØVc (ton)	11.1
Vu (ton)	2.55

Nota: Elaboración propia

ESQUEMA FINAL

Se muestra a continuación el esquema final de la escalera.

Figura 9.3 Distribución final del refuerzo de la escalera



Nota: Elaboración propia

Capítulo 10 : Diseño de cisterna

10.1 Predimensionamiento

Para el predimensionamiento de la cisterna se usó la norma IS.010, la cual indica que para cisternas el volumen se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cisterna}(m^3) = 125\% * DOTACIÓN * 1 m^3/1000l$$

En donde la dotación para edificios de oficinas es:

$$DOTACIÓN = 6 * A$$

Donde:

A = área útil del local (m^2)

A continuación, se detallan las características de los distintos elementos donde se instalará la cisterna:

Coefficiente de empuje activo del suelo (KA) = 0.34

Peso específico del suelo (γ) = 1.90 tn/ m^2

Altura de la cisterna (H) = 2.10 m

Resistencia a la compresión (f^c) = 210kg/ cm^2

Espesor de muro de cisterna (t) = 0.20 m

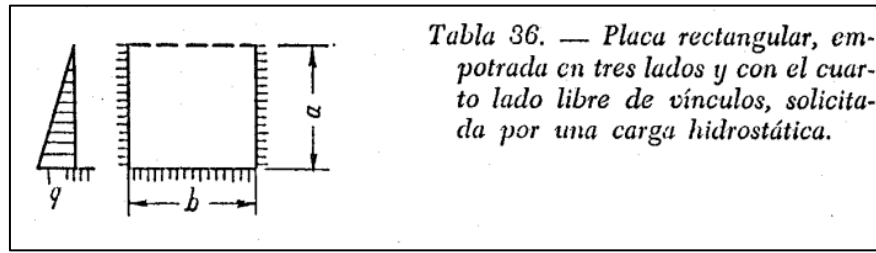
De igual manera, la norma vigente indica que los edificios de oficinas con más de seis pisos deben contar con una cisterna contra incendios, la cual debe tener una capacidad mínima de 50 m^3 .

10.2 Análisis estructural

La cisterna del edificio se encuentra completamente enterrada, por lo que está sometida tanto al empuje del suelo circundante como a la presión hidrostática del agua.

El análisis se llevó a cabo empleando las tablas de Kalmanok y un modelo estructural con tres lados empotrados y un lado libre. Esta configuración corresponde al estudio de la cisterna sin tapa, con el propósito de obtener momentos negativos de mayor magnitud y, de esta manera, realizar un diseño más conservador de los muros. Para ambos escenarios de carga se utilizó la Tabla 36 de Kalmanok (Figura 10.1).

Figura 10.1 Tabla 36 de Kalmanok a emplear en el análisis de muros



Nota: Tomado de “Tablas de Kalmanok”

10.3 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión es similar al de losas macizas, se utilizaron los momentos hallados con las tablas de Kalmanok.

También, existen cuantías mínimas debido a la retracción y temperatura en las cisternas (Tabla 10.1).

Tabla 10.1 Cuantías mínimas para cisternas por retracción y temperatura

LONGITUD ENTRE JUNTAS DE MOVIMIENTO	CUANTIA MINIMA POR RETRACCION Y TEMPERATURA
$L < 6.10\text{m}$	0.0030
$6.10\text{m} < L < 9.15\text{m}$	0.0030
$9.15\text{m} < L < 12.2\text{m}$	0.0040
$L > 12.2\text{m}$	0.0050

Nota: Diapositiva de clase de concreto armado 2, por Higashi, 2019

10.4 Diseño por corte

Para el diseño por corte es similar al de losas macizas, se utilizaron las fuerzas halladas con las tablas de Kalmanok.

10.5 Ejemplo de muro de cisterna

PREDIMENSIONAMIENTO

El edificio cuenta con un área techada total de 7980 m² sin considerar la azotea. Por lo tanto, se obtiene un volumen de 59.85 m³. Se consideran dos cisternas idénticas de 3.9x3.9x2.0 m. Así mismo, para la cisterna contra incendios se establecen dos idénticas de 3.6x3.6x2.0 m

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el diseño de los muros de la cisterna, se analizó cuál de los casos empuje del suelo o presión hidrostática del agua produce mayores fuerzas sobre dichos elementos.

Para el empuje del suelo:

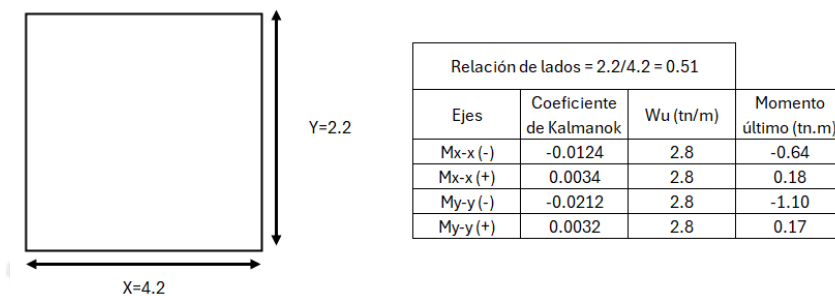
$$E_{a_suelo} = 1.7 * K_a * \gamma_{tierra} * H = 1.7 * 0.34 * 1.9 * 2.2 = 2.42 \text{ ton/m}$$

Para la presión hidrostática del agua:

$$E_{a_agua} = 1.4 * \gamma_{agua} * H = 1.4 * 1 * 2 = 2.8 \text{ ton/m}$$

Se usó la carga con mayor magnitud en este caso la presión del agua. Así mismo, se usaron las dimensiones de la cisterna debido a que presenta mayor dimensión. Continuando, para cualquier lado del muro de cisterna se obtuvo los siguientes momentos:

Tabla 10.2 Análisis estructural por Kalmanok de cisterna 3.9x2.2, tabla 36



Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se utilizarán los momentos hallados en el paso anterior (Tabla 10.3). Debido a que exige menos que el refuerzo mínimo se colocó 3/8" @ 20 cm.

Tabla 10.3 Cálculo del refuerzo del muro de cisterna

Ejes	Momento último (tn.m)	As requerido (cm2)	As mínimo (cm2)
Mx-x (-)	-0.64	-0.90	6
Mx-x (+)	0.18	0.25	
My-y (-)	-1.10	-1.54	
My-y (+)	0.17	0.23	

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por corte se la siguiente fuerza cortante ultima:

$$R_u = E_a * \frac{H}{2} = 3.08 \text{ ton}$$

Así mismo, se calculó la resistencia cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 15 = 11.73 \text{ ton}$$

Cumple la exigencia por corte

10.6 Ejemplo de tapa de cisterna

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La tapa de la cisterna se diseñó como una losa maciza simplemente apoyada en todos sus bordes con un espesor igual a 0.20 m

Se consideró carga muerta y viva:

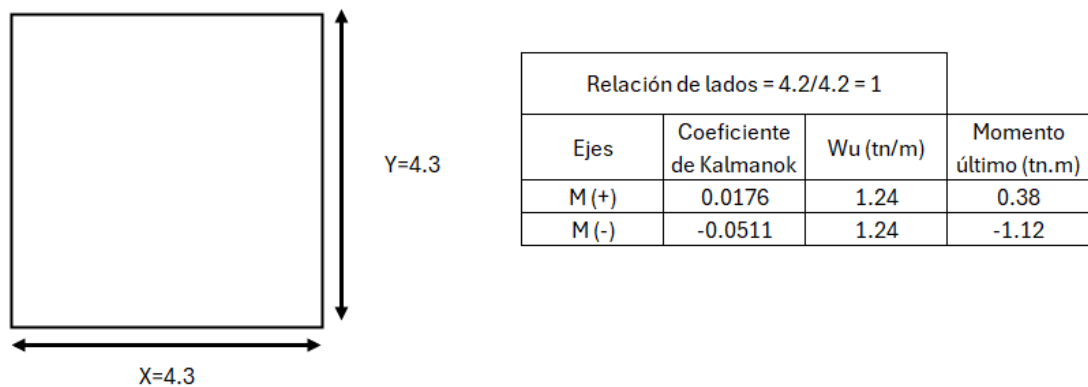
$$W_{cm} = 2.40 * 0.20 + 0.10 = 0.58 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{cv} = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV = 1.24 \text{ ton/m}^2$$

Se usó la tabla 17 de Kalmanok para extraer los momentos y cargas axiales (Tabla 10.4)

Tabla 10.4 Análisis estructural por Kalmanok de la tapa de la cisterna, tabla 17



Relación de lados = 4.2/4.2 = 1			
Ejes	Coeficiente de Kalmanok	Wu (tn/m)	Momento último (tn.m)
M (+)	0.0176	1.24	0.38
M (-)	-0.0511	1.24	-1.12

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se utilizó los momentos del anterior paso, lo cual da valores menores al mínimo. Por lo tanto, se usó 3/8" @ 20 cm.

Tabla 10.5 Cálculo del refuerzo de la tapa de la cisterna

Ejes	Momento último (tn.m)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)
M (+)	0.38	0.54	3.6
M (-)	-1.12	-1.57	

Nota: Elaboración propia

DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por corte se la siguiente fuerza cortante ultima:

$$R_u = R_a * b^2 * w_u = 0.25 * 4.2^2 * 1.24 = 5.47 \text{ ton}$$

Así mismo, se calculó la resistencia cortante

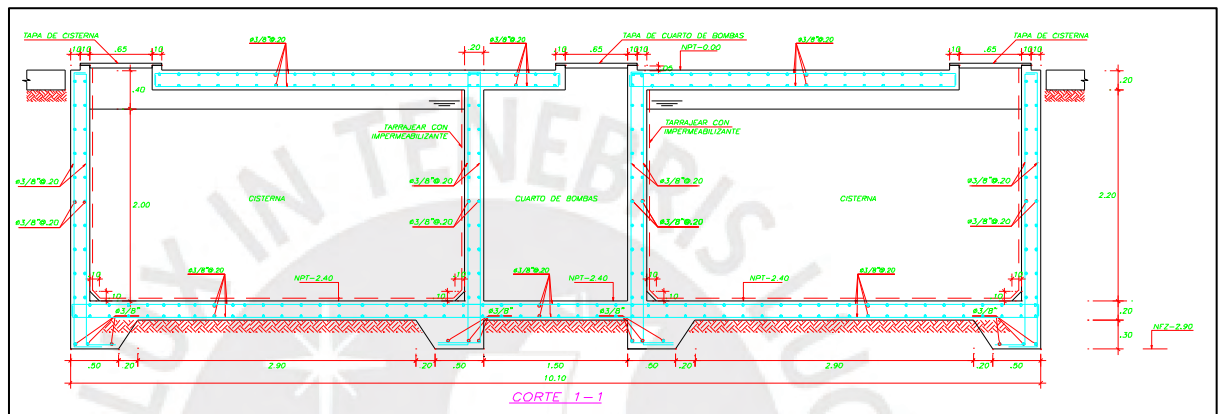
$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 15 = 11.73 \text{ ton}$$

Cumple la exigencia por corte

ESQUEMA FINAL

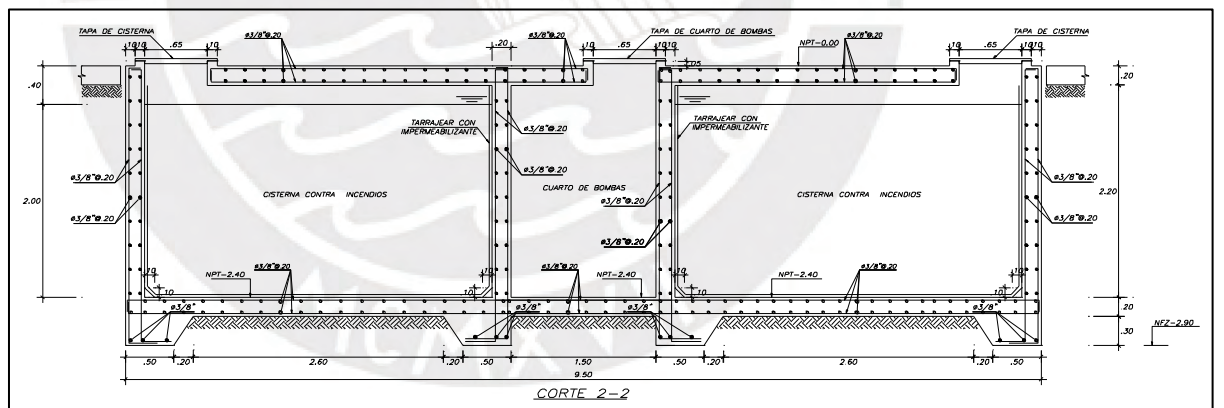
Se muestra a continuación el esquema final de la cisterna como de la cisterna contra incendios (Figura 10.2 y 10.3 respectivamente).

Figura 10.2 Distribución final del refuerzo de la cisterna



Nota: Elaboración propia

Figura 10.3 Distribución final del refuerzo de la cisterna contra incendios



Nota: Elaboración propia

Capítulo 11 Comentarios y Conclusiones

11.1 Comentarios y Recomendaciones

Debido al área techada por piso es de 1300 m² y que el edificio cuenta con siete niveles, se seleccionó un sistema basado en muros de corte para resistir las cargas laterales. Esta decisión busca garantizar un adecuado control de las derivas, una óptima distribución de esfuerzos y una mejor disipación de energía sísmica, acorde con los lineamientos de la Norma E.030.

El desarrollo del proyecto estructural fue realizado conforme a las disposiciones establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en especial las Normas E.030 (Diseño Sismorresistente) y E.060 (Diseño de Concreto Armado). La arquitectura de referencia corresponde a un proyecto preexistente ya construido, que fue adaptado para el presente trabajo, se aprovechó la tipología del terreno y la presencia de edificaciones colindantes para la ubicación de muros estructurales en los límites del predio (eje Y) y las cajas de los ascensores junto con el vestíbulo (eje X), mejorando así la rigidez lateral de la estructura.

La configuración estructural posee un eje de simetría y mantiene una distribución uniforme en altura. El predimensionamiento inicial se realizó en base a criterios empíricos extraídos del libro de "Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado" del Ing. Antonio Blanco Blasco; sin embargo, tras el análisis estructural y el cálculo detallado, se identificó la necesidad de aumentar secciones en columnas, vigas y losas para satisfacer las solicitaciones obtenidas, para no comprometer la seguridad estructural.

Para el análisis sísmico se empleó el software ETABS con un análisis modal espectral de 3 grados de libertad con excentricidad, y se realizaron metrados manuales en elementos como columnas y vigas, particularmente en lo relacionado con cargas axiales y momentos flectores, con el fin de evitar errores propios del proceso constructivo simulado por el software. Adicionalmente, y conforme a lo establecido por la Norma E.030, se consideró el efecto de redundancia estructural en elementos verticales que toman más del 30% de la cortante basal —como es el caso de la placa del hall en el eje X—, aplicando un incremento del 25% en las solicitaciones sísmicas respectivas.

Se adoptó el criterio de diseño por capacidad, promoviendo mecanismos de falla dúctil en los elementos principales (vigas, columnas y placas). En zonas específicas como baños y terrazas se utilizaron losas macizas para facilitar la instalación de las tuberías sanitarias y por criterios geométricos. En el resto de la edificación se emplearon losas aligeradas con el objetivo de reducir el peso propio de la estructura, lo cual resulta esencial en edificaciones de gran área.

Se recomienda ubicar la junta de retracción en el eje medio de la planta (43×31 m). Para garantizar continuidad estructural y buen comportamiento frente a cargas de servicio, la junta deberá detallarse como junta de construcción con transferencia de carga (dowels) cuando la losa soporte tráfico o maquinaria; en caso contrario puede emplearse una junta de retracción (sierra/forma). El vaciado por mitades debe realizarse según criterio de madurez o ensayo de resistencia: avanzar la segunda mitad cuando la primera alcance al menos el 70 % de $f'c$ o, en ausencia de mediciones, esperar mínimo 7 días (hasta 14 días en condiciones adversas). Antes del segundo vaciado la junta debe limpiarse y prepararse (retirar lechada, verificar dowels/caps, humedecer la superficie o aplicar bonding si procede).

Para garantizar el buen desempeño del concreto en cimentaciones de grandes volúmenes, se recomienda controlar la temperatura durante el proceso constructivo. Conforme a la NTE E.060, la temperatura máxima de colocación del concreto fresco no debe superar los $30\text{ }^{\circ}\text{C}$, mientras que encofrados metálicos y acero de refuerzo no deben exceder los $50\text{ }^{\circ}\text{C}$. Asimismo, la temperatura interna durante la hidratación no debe sobrepasar los $75\text{ }^{\circ}\text{C}$, a fin de prevenir la disminución de la durabilidad y la fisuración interna por expansiones térmicas.

11.2 Conclusiones

El análisis modal reveló un periodo fundamental menor en el eje Y-Y (0.46 s) que en el eje X-X (0.53 s), lo que indica una mayor rigidez estructural en Y-Y, atribuible a la presencia de placas de mayor dimensión en dicha dirección.

La estructura demostró un adecuado comportamiento sísmico conforme a la Norma E.030, presentando derivas máximas de 3.80 ‰ (eje X-X) y 3.90 ‰ (eje Y-Y), ambas inferiores al límite normativo de 7 ‰. Además, se descartaron irregularidades torsionales y de piso blando al cumplir los parámetros normativos asociados.

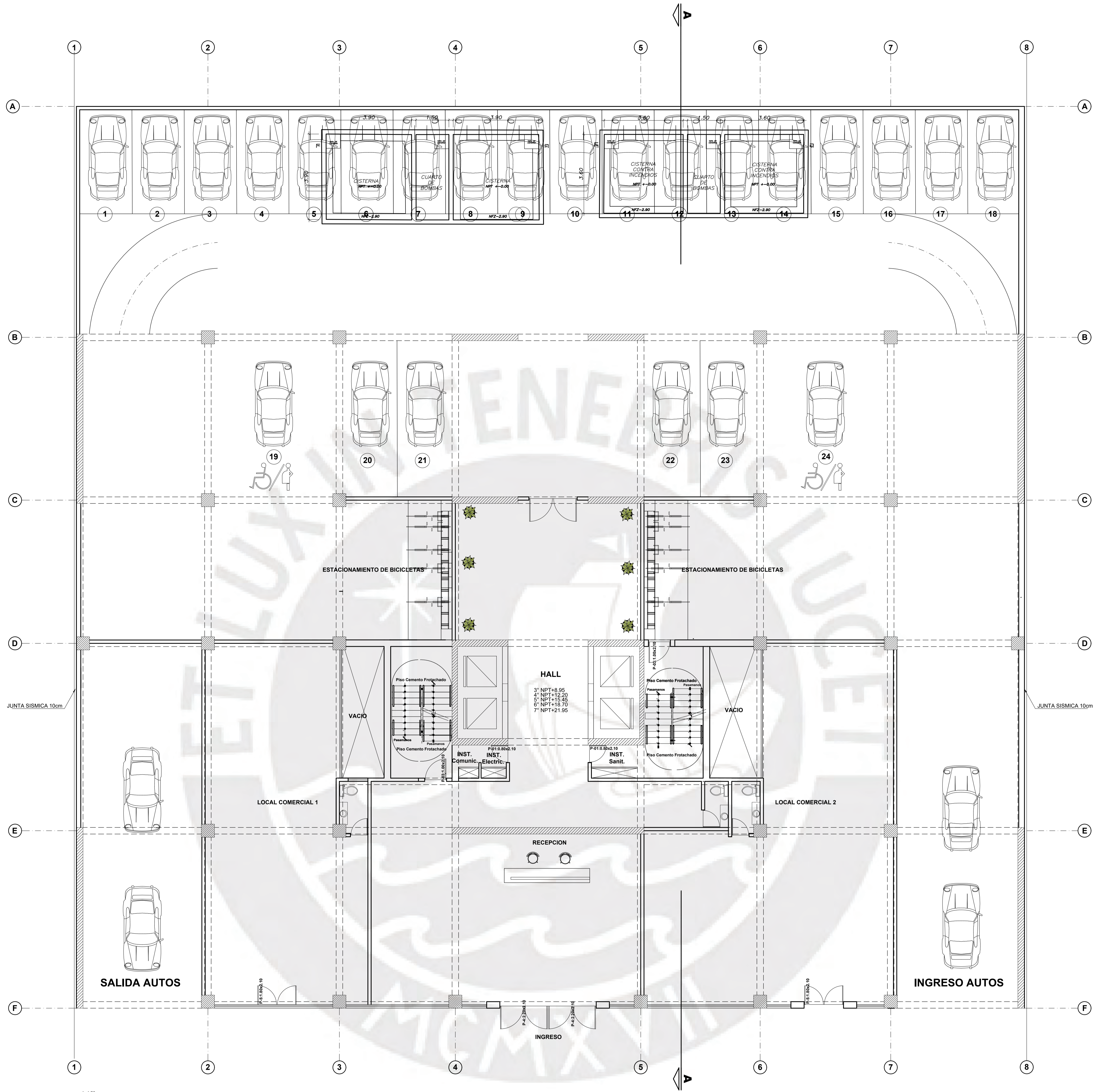
En placas y columnas se realizó el diseño por flexo compresión en niveles clave (primero al segundo, tercero al cuarto y quinto a la azotea) para optimizar el uso de refuerzo longitudinal.

Las cimentaciones fueron diseñadas atendiendo a las altas solicitaciones inducidas por las placas centrales y extremas. Se emplearon zapatas combinadas en zonas críticas, conectadas y aisladas donde las condiciones de espacio lo permitieron, complementadas por vigas de cimentación para el control de excentricidades.

En conclusión, el análisis y diseño estructural cumplen con los criterios de seguridad, rigidez y durabilidad exigidos por la normativa, garantizando un desempeño sísmico confiable y eficiente en el uso de materiales.

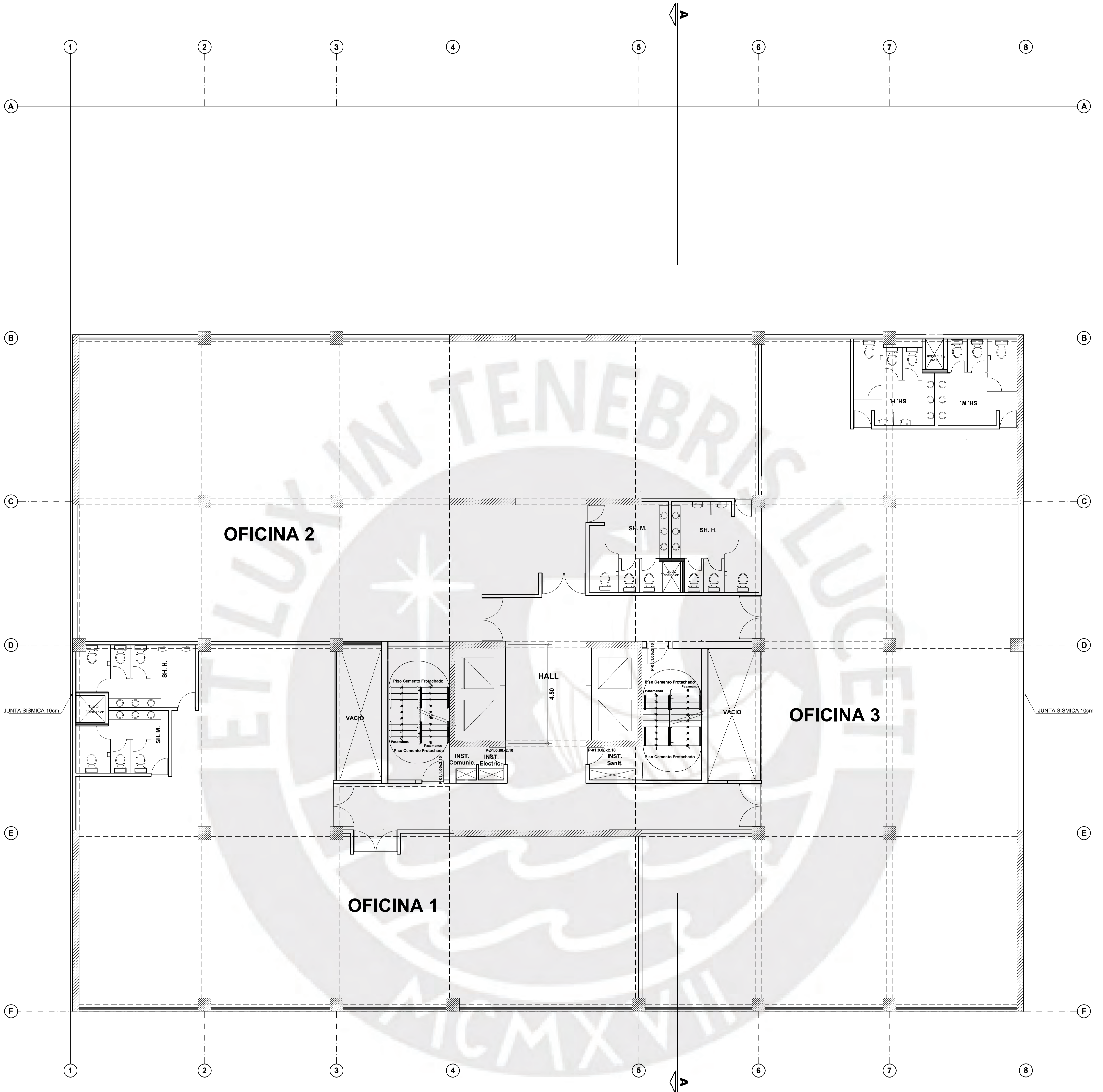
Bibliografía

- American Concrete Institute. (2001). ACI 224R-01: Control of cracking in concrete structures. ACI.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). Diseño sísmico de edificios. Limusa.
- Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Chopra, A. K. (2014). Dinámica de estructuras (4.^a ed.). Pearson Educación.
- Harmsen, T. E. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado. Fondo Editorial PUCP.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2012). Norma Técnica IS.010: Instalaciones sanitarias para edificaciones (D.S. N.º 017-2012-VIVIENDA). MVCS
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma Técnica E.020: Cargas. MVCS.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma Técnica E.060: Concreto armado. MVCS
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica E.030: Diseño sismorresistente. MVCS.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica E.050: Suelos y cimentaciones. MVCS.
- Ottazzi Pasino, G. (2004). Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolomé, A. (1998). Análisis de edificios. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.



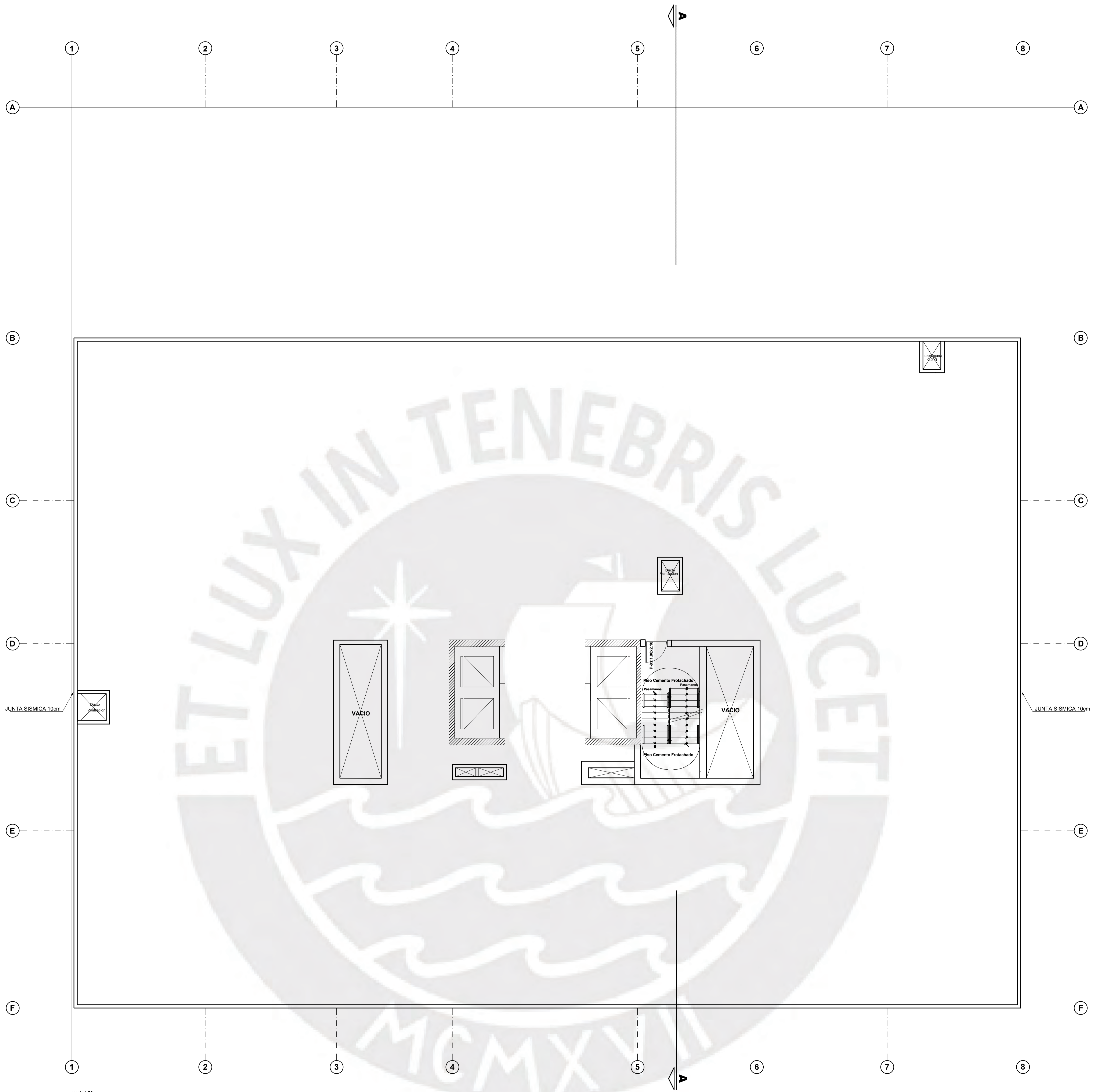
PLANTA 1º PISO

		PUCP PONTIFICIA CATOLICA DEL PERU		PROY. N° : 1
		PROYECTO : OBRAS ESTRUCTURALES DE EDIFICIO DE SEIS PISOS CON GRANDES ANCHAS DE TECHADO EN MANAYACHAS		LAMINA N° : A-01
PROPIETARIO : PUCP	ESPECIALIDAD : ARQUITECTURA	PROFESIONAL : WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS		ASISTENTE DE DISEÑO : -
PLANO : PRIMER PISO	DIBUJO : -	ESCALA : 1/75	FECHA : AGOSTO 2024	
N° FECHA REVISIONES	(Empty table for revisions)			

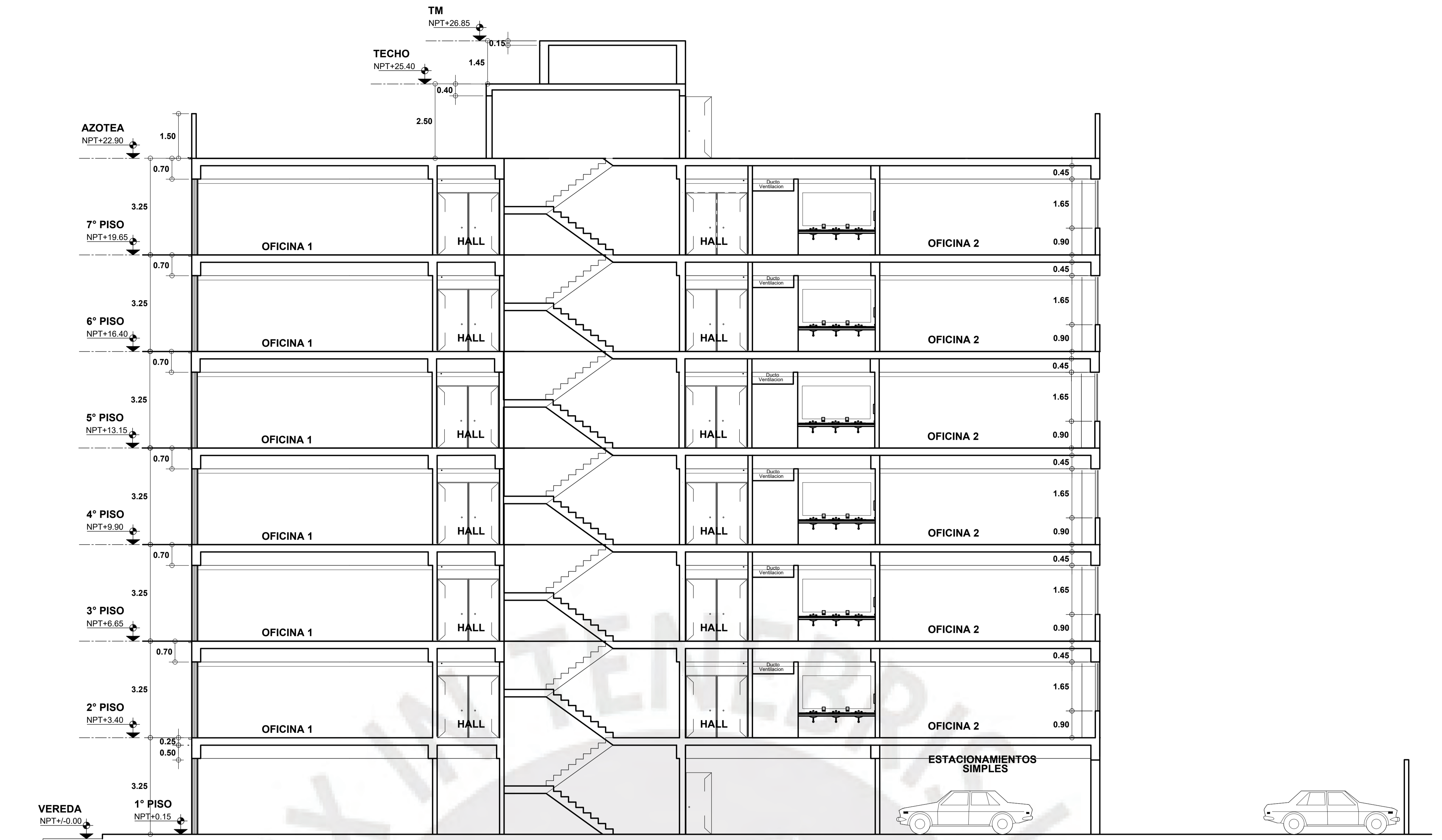


PLANTA 2º, 3º, 4º, 5º, 6º, 7º PISO

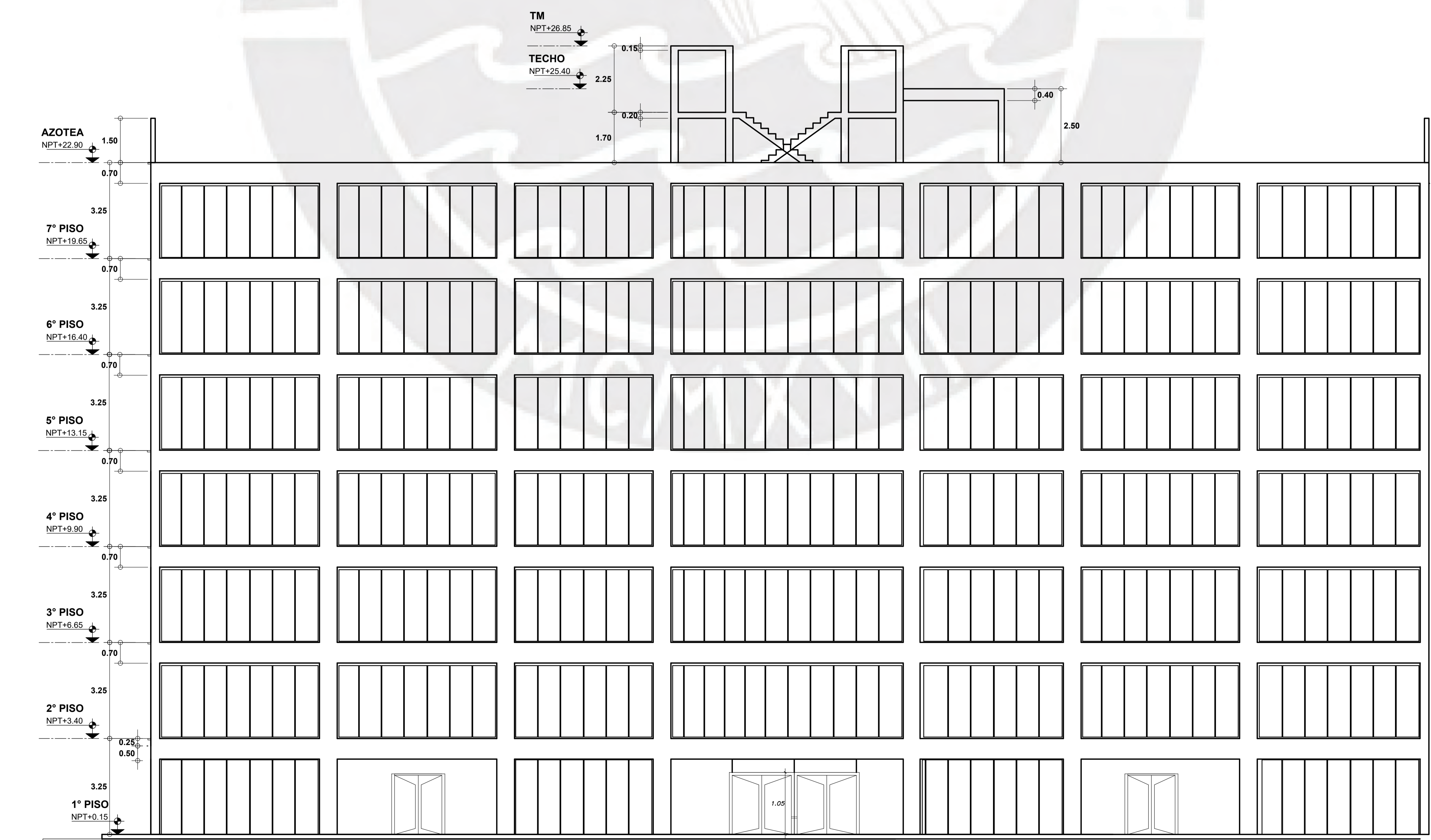
		PUCP PONTIFICIA CATOLICA DEL PERU		PROY. N° : 1
		PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE SIETE PISOS CON GRANDES ANCHOS DE TECHADO EN ANFITEATRO		
PROPIETARIO : PUCP	ESPECIALIDAD : ARQUITECTURA	PROFESIONAL : WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS		ASISTENTE DE DISEÑO : -
PLANO : PISO TIPICO 1-7	DIBUJO : -	ESCALA : 1/75	FECHA : AGOSTO 2024	
N° FECHA REVISIONES	N° FECHA REVISIONES			
- - - - -	- - - - -			



ESCALA 1/75
PLANTA AZOTEA



CORTE A - A
escala 1:75



CORTE FACHADA
escala 1:75

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACIÓN

DE ACUERDO AL INFORME TÉCNICO DE ESTUDIO DE SUELOS SE TIENE LO SIGUIENTE:

- TIPO DE CIMENTACION : ZAPATA AISLADA Y CIMIENTO CORRIDO
- ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION: GRAVA BIEN GRADADA CON ARENA (GW)
- PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA: NO DETECTADA
- PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN:
 - PRESION ADMISIBLE : 4.00kg/cm²
 - Df min= 1.20m
 - FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: CONDICIONES ESTÁTICAS: FS = 3.00
 - CONDICIONES DINÁMICAS: FS = 2.50
 - ASENTAMIENTO MÁXIMO ACEPTABLE: δ = 2.54 cm
- TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORRESISTENTE: Z=0.45, TIPO S1. S=1.00, TP=0.4s, TL=2.5s
- AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION : DESPRECIABLE
- PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACION: NO HAY
- INDICACIONES ADICIONALES: EL TIPO DE CIMENTACIÓN RECOMENDADA SE PROYECTA DESPLANTAR EN GRAVA POBREMENTE GRADADA CON ARENA

CONCRETO ARMADO

CEMENTO:

- CEMENTO PORTLAND TIPO I

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

CISTERNA

- LA RELACIÓN A/C = 0.50
- APLICAR ADITIVO PLASTIFICANTE Y TARRAJEAR CON ADITIVO IMPERMEABILIZANTE.
- f'c = 280 Kg/cm²

COLUMNAS Y PLACAS

- f'c = 210 Kg/cm²

CIMENTACIÓN

- f'c = 280 Kg/cm²

RESTO DE LA ESTRUCTURA

- f'c = 210 Kg/cm²

ACERO DE REFUERZO

- FIERRO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm²

RECUBRIMIENTOS

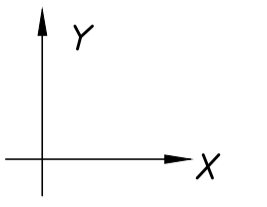
LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE BORDE DE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES SERÁN LOS SIGUIENTES:

- ZAPATAS 7.5 cm.
- MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.
- PLACAS 2 cm.
- VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS (e=15m.) 3 cm.
- VIGAS CHATAS 2.5 cm.
- LOSAS ARMADAS Y ALIGERADOS 2 cm.
- MURO DE CONTENCIÓN 4 cm.
- CISTERNA CARA SECA 4 cm.
- CISTERNA CARA EN CONTACTO CON EL AGUA 5 cm.

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:

- XX: MUROS ESTRUCTURALES
- YY: MUROS ESTRUCTURALES



PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T) seg.

- TXX = 0.45s
- TYY = 0.39s

PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O EL ESPECTRO DE DISEÑO

- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) Z=0.45
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1, ZONA 4) S=1.00
- TP=0.40s, TL=2.50s
- FACTOR DE USO (CATEGORIA C) U=1.0
- COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SISMICA (Ro) RoXX = 6.0 (MUROS ESTRUCTURALES)
- RoYY = 6.0 (MUROS ESTRUCTURALES)
- REGULARIDAD ESTRUCTURAL
- FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA Ia = 1.00
- FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA Ip = 1.00
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS (R=Ro.Ia.Ip) RXX = 6.00
- RYY = 6.00
- FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA CXX = 2.20
- CYY = 2.50

FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA EN EL DISEÑO

- VXX = 1200 ton
- VYY = 1350 ton

MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS

DIR. XX

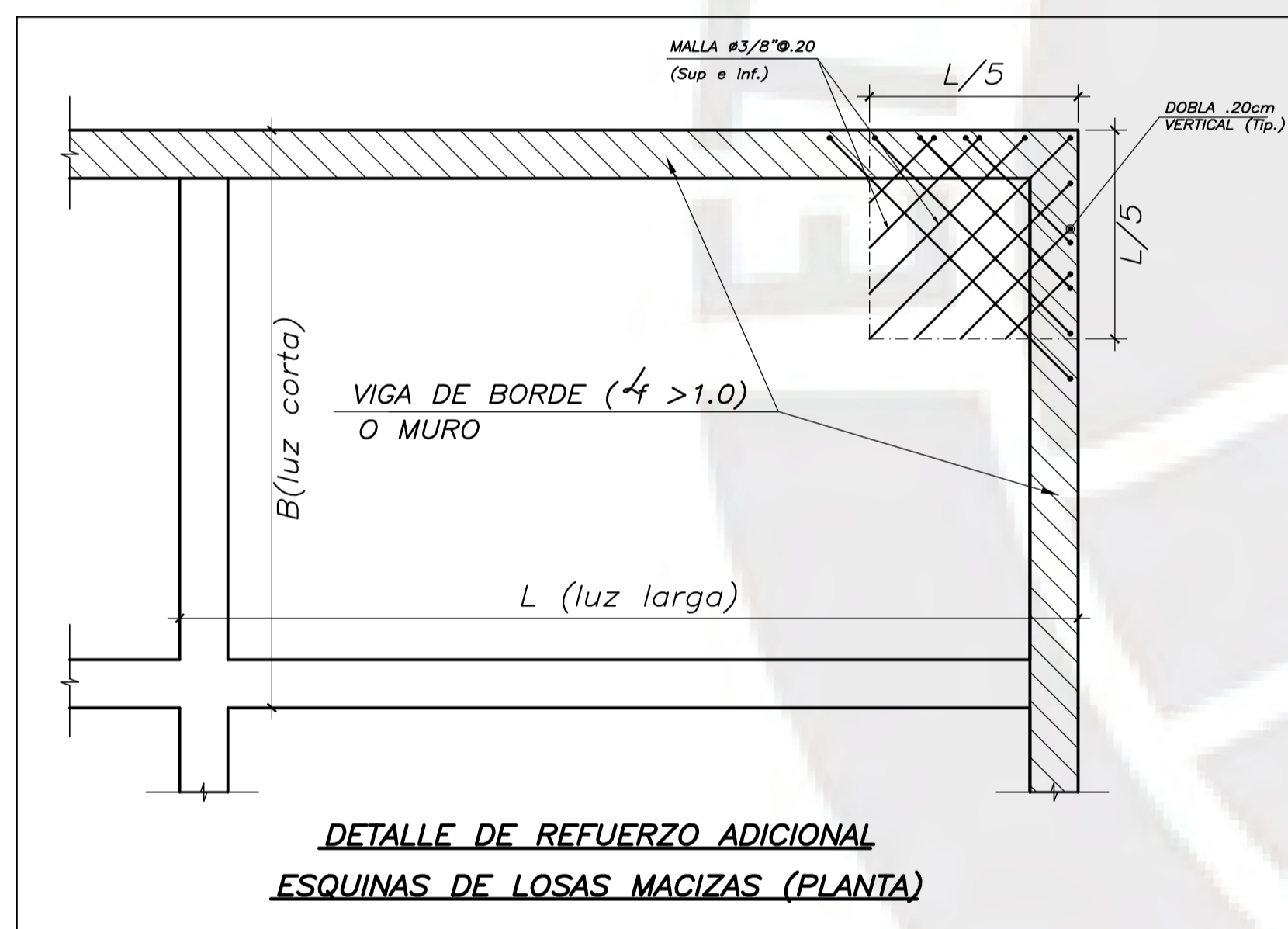
- DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 6.93 cm
- DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 1.22 cm
- MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.00375 < 0.00700

DIR. YY

- DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 7.11 cm
- DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 1.25 cm
- MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.00386 < 0.00700

RELACIÓN DE PLANOS

E-01	ESPECIFICACIONES Y DETALLES GENERALES
E-02	CIMENTACION
E-03	CORTES DE CIMENTACIÓN Y VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-04	CUADRO DE COLUMNAS
E-05	CUADRO DE PLACAS - I
E-06	CUADRO DE PLACAS - II
E-07	ENCOFRADO TÍPICO
E-08	ENCOFRADO AZOTEA Y ASCENSOR
E-09	ESCALERAS
E-10	ENCOFRADO DE VIGAS - I
E-11	ENCOFRADO DE VIGAS - II
E-12	ENCOFRADO DE VIGAS - III
E-13	ENCOFRADO DE VIGAS - IV
E-14	ENCOFRADO DE VIGAS - V



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

Le(m) en función de f'c(kg/cm ²)		210		280		350	
#	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55	.50	.30	.40	.40	.40
1/2"	.45	.60	.55	.35	.45	.45	.45
5/8"	.60	.80	.70	.45	.60	.60	.60
3/4"	.70	.95	.80	.55	.75	.75	.75
1"	1.15	1.50	1.00	1.30	0.90	1.20	1.20
1-3/8"	1.60	2.10	1.40	1.90	1.25	1.65	1.65

Le(m) en función de f'c(kg/cm²)

210		280		350	
#	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55	.50	.30	.40
1/2"	.45	.60	.55	.35	.45
5/8"	.60	.80	.70	.45	.60
3/4"	.70	.95	.80	.55	.75
1"	1.15	1.50	1.00	1.30	0.90
1-3/8"	1.60	2.10	1.40	1.90	1.25

Le(m) en función de f'c(kg/cm²)

210		280		350	
#	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55	.50	.30	.40
1/2"	.45	.60	.55	.35	.45
5/8"	.60	.80	.70	.45	.60
3/4"	.70	.95	.80	.55	.75
1"	1.15	1.50	1.00	1.30	0.90
1-3/8"	1.60	2.10	1.40	1.90	1.25

Le(m) en función de f'c(kg/cm²)

210		280		350	
#	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55	.50	.30	.40
1/2"	.45	.60	.55	.35	.45
5/8"	.60	.80	.70	.45	.60
3/4"	.70	.95	.80	.55	.75
1"	1.15	1.50	1.00	1.30	0.90
1-3/8"	1.60	2.10	1.40	1.90	1.25

NOTA:
 a. NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
 b. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS CON LOS CONDICIONES ESTABLECIDAS, MANTENER LA LONGITUD EN LA ZONA c.
 c. CONSULTAR AL INGENIERO.
 d. PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INTERIOR DE EMPALMADO DEBE SER AL MENOS LA LONGITUD DE EMPALMADO.
 e. PARA FIERROS DE 3/8" Y 3/4" PARA 4.1/2" o 4.5/8".
 PARA FIERROS DE 1" Y 1.5" PARA 4.1/2" o 4.5/8".

DETALLES DE VIGAS

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS

#	210	280	350
3/8"	15	20	25
1/2"	20	25	30
5/8"	25	30	35
3/4"	30	35	40
1"	40	45	50
1-1/8"	50	55	60
1-3/8"	60	65	70

DÍAMETROS DE DOBLADO

#	210	280	350
3/8"	15	20	25
1/2"	20	25	30
5/8"	25	30	35
3/4"	30	35	40
1"	40	45	50
1-1/8"	50	55	60
1-3/8"	60	65	70

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS

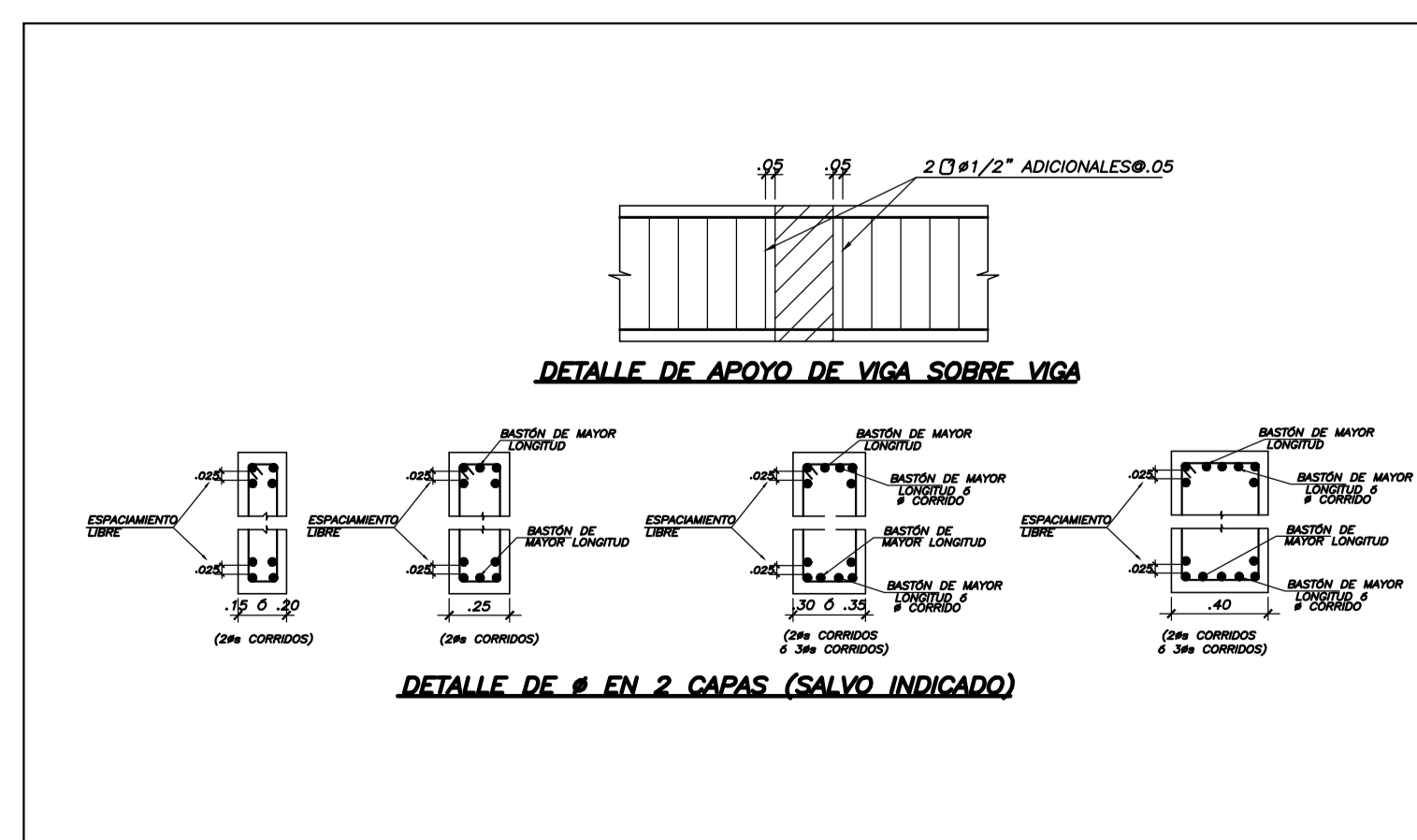
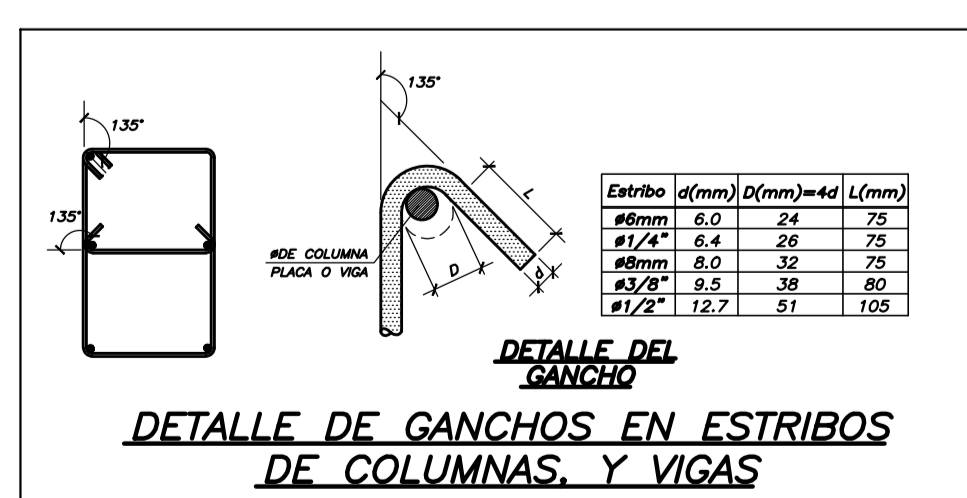
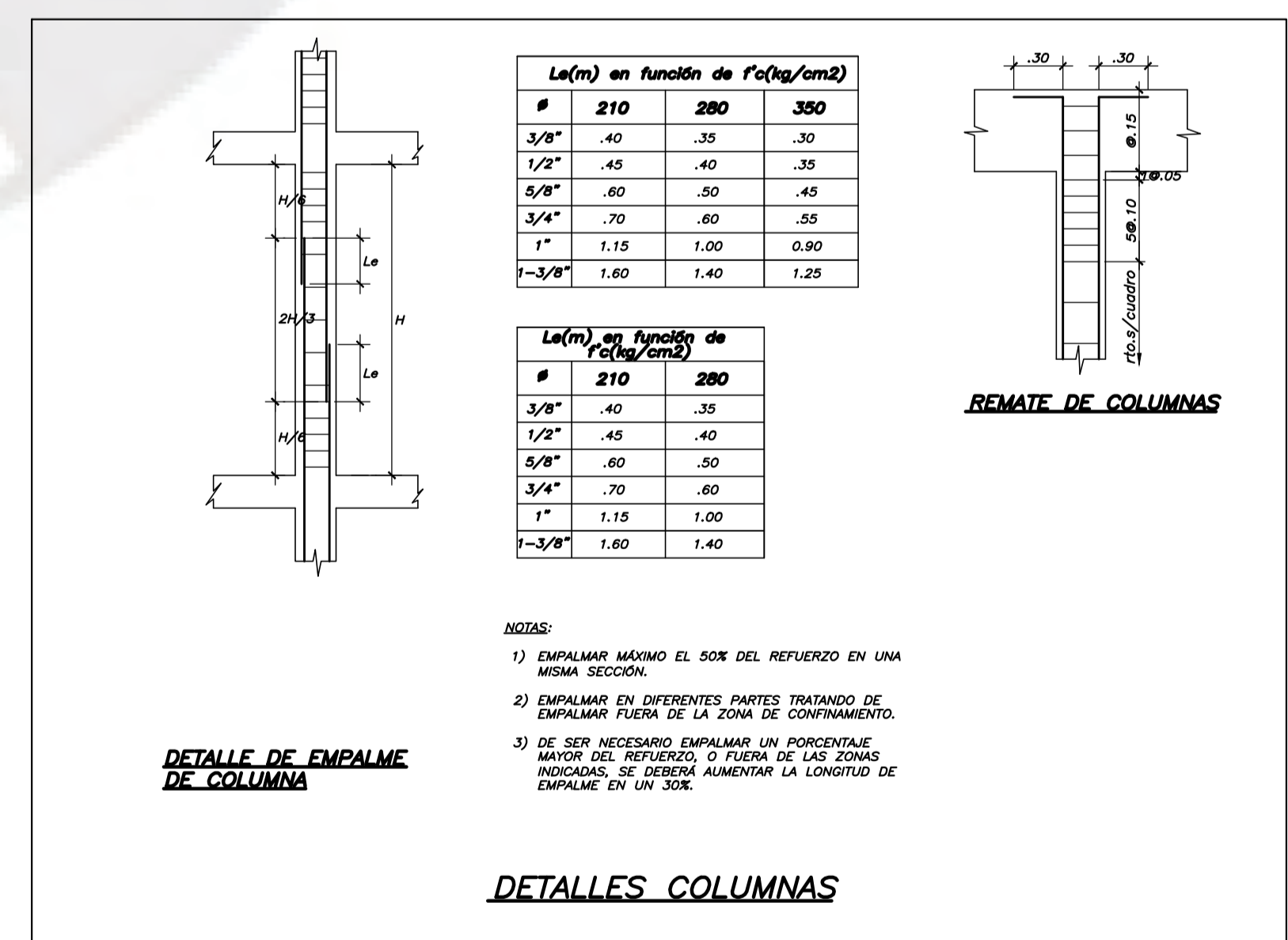
#	210	280	350
3/8"	15	20	25
1/2"	20	25	30
5/8"	25	30	35
3/4"	30	35	40
1"	40	45	50
1-1/8"	50	55	60
1-3/8"	60	65	70

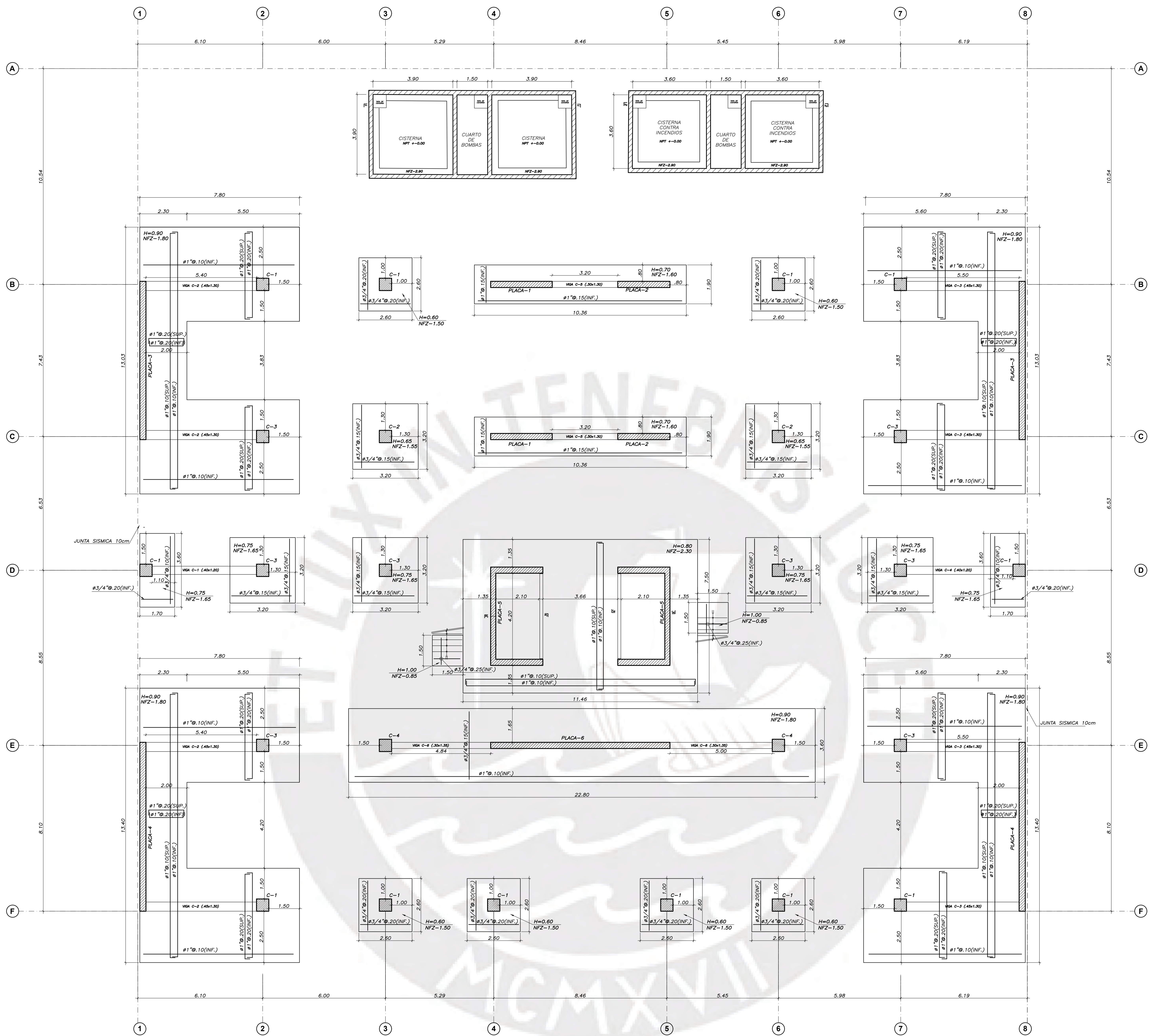
ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS

#	210	280	350
3/8"	15	20	25
1/2"	20	25	30
5/8"	25	30	35
3/4"	30	35	40
1"	40	45	50
1-1/8"	50	55	60
1-3/8"	60	65	70

ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS

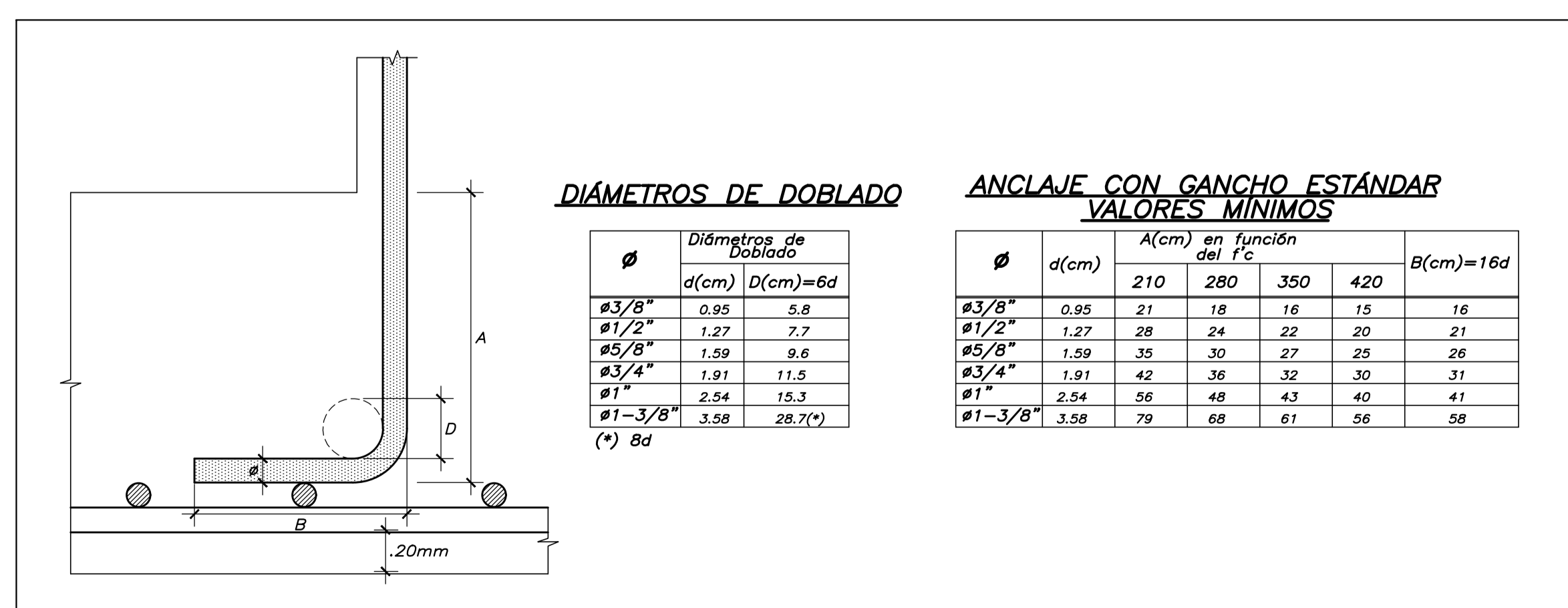
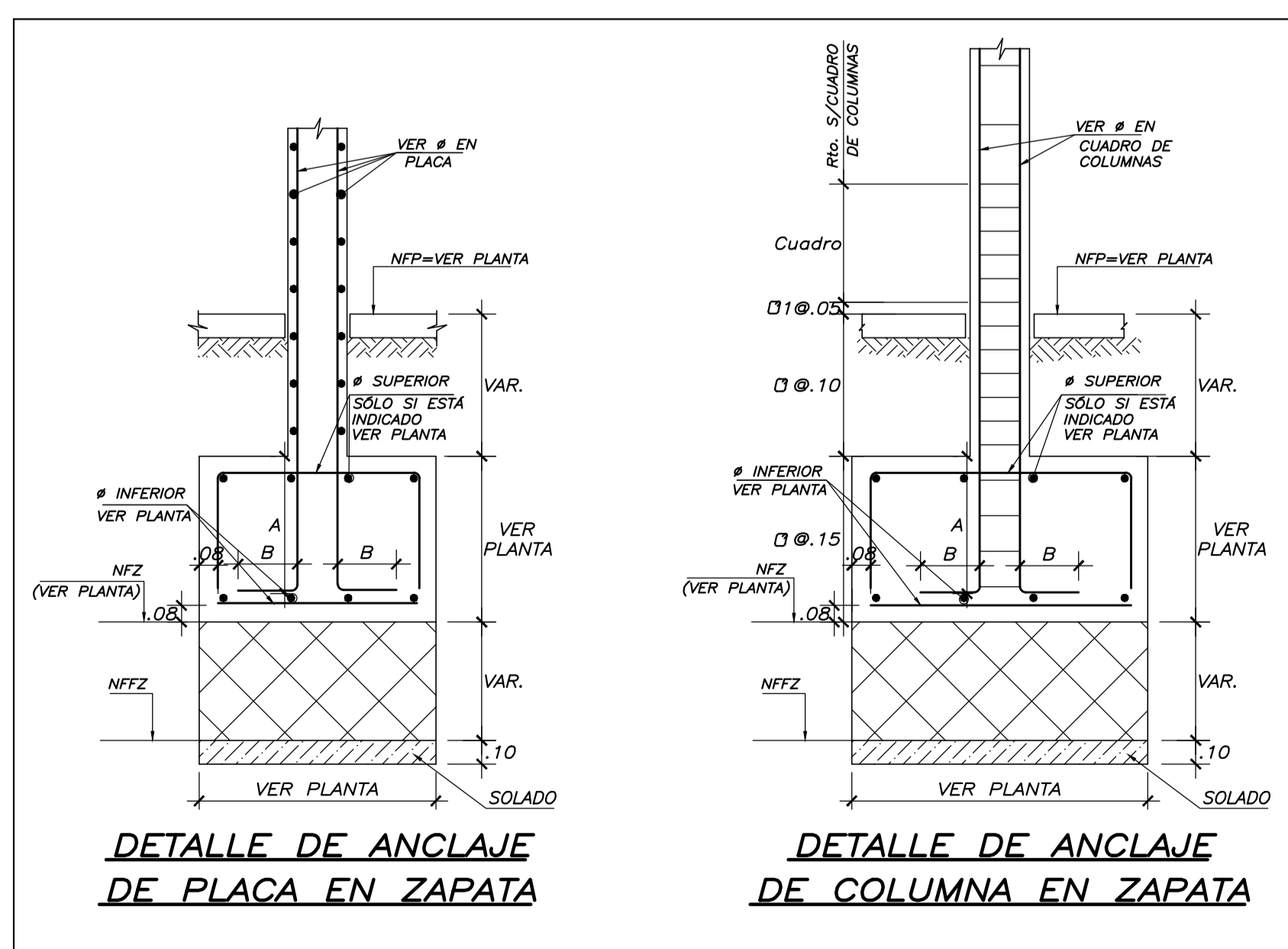
#	210	280	350
3/8"	15	20	25
1/2"	20	25	30
5/8"	25	30	35
3/4"	30	35	40
1"	40	45	50
1-1/8"	50	55	60
1-3/8"	60	65	70

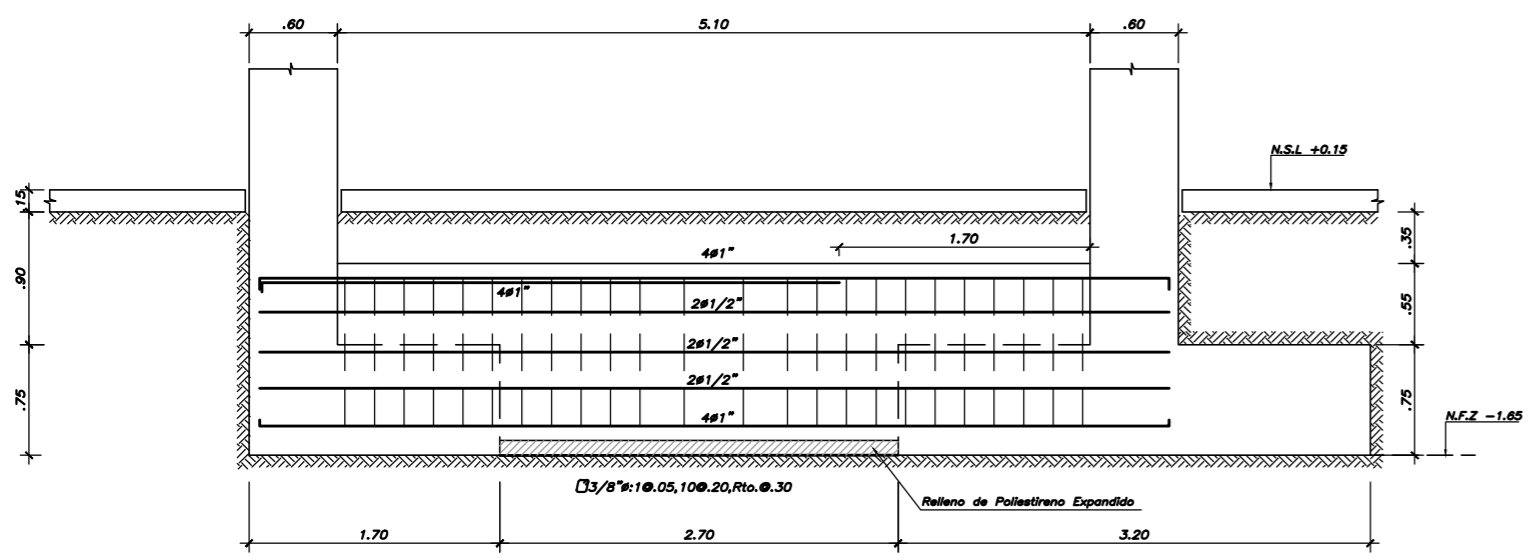




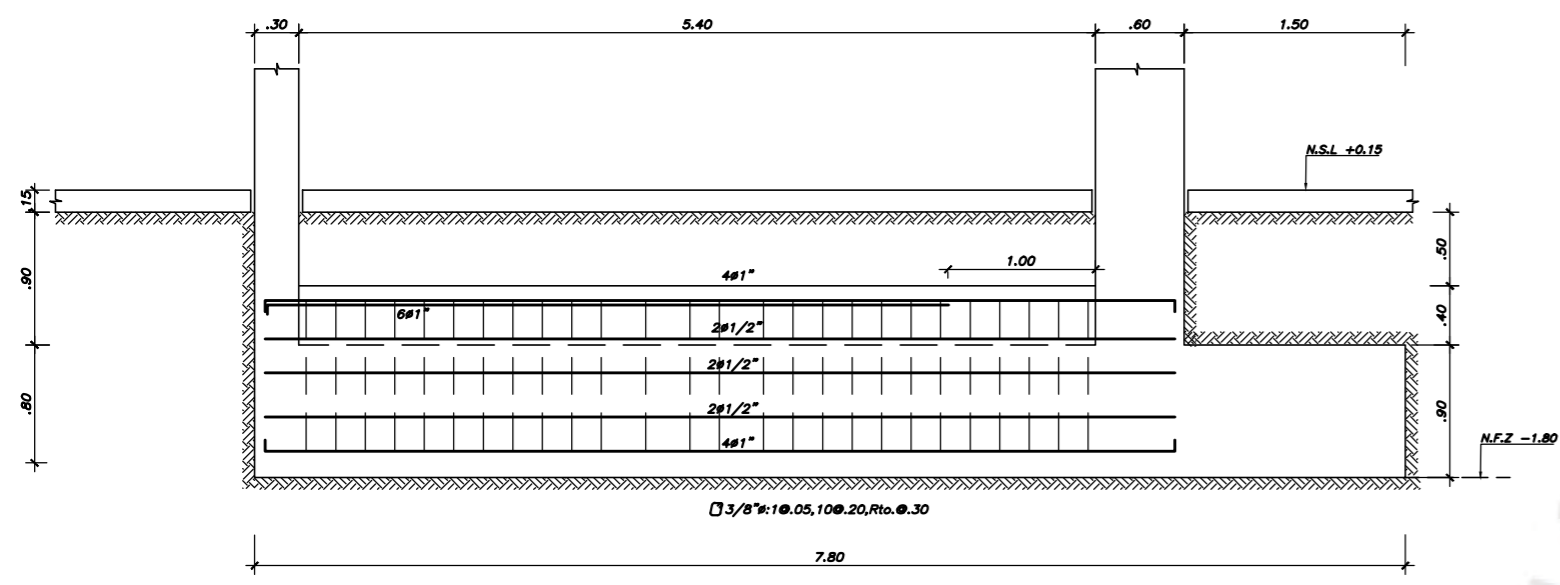
CIMENTACION

- 1) PARA EL TRAZADO DE CIMENTACION VER ARQUITECTURA
- 2) PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm. (VER RECOMENDACIONES ADICIONALES EN EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS)
- 3) TODOS LOS #S INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup.) QUE ES # SUPERIOR

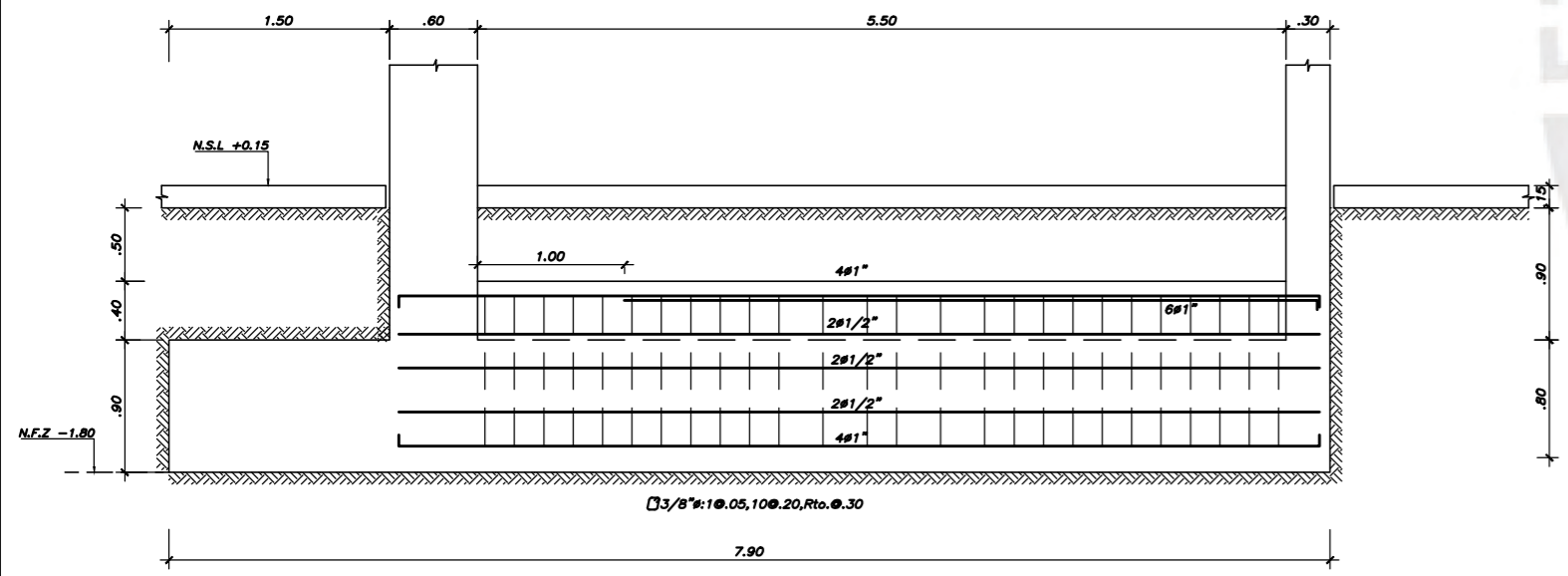




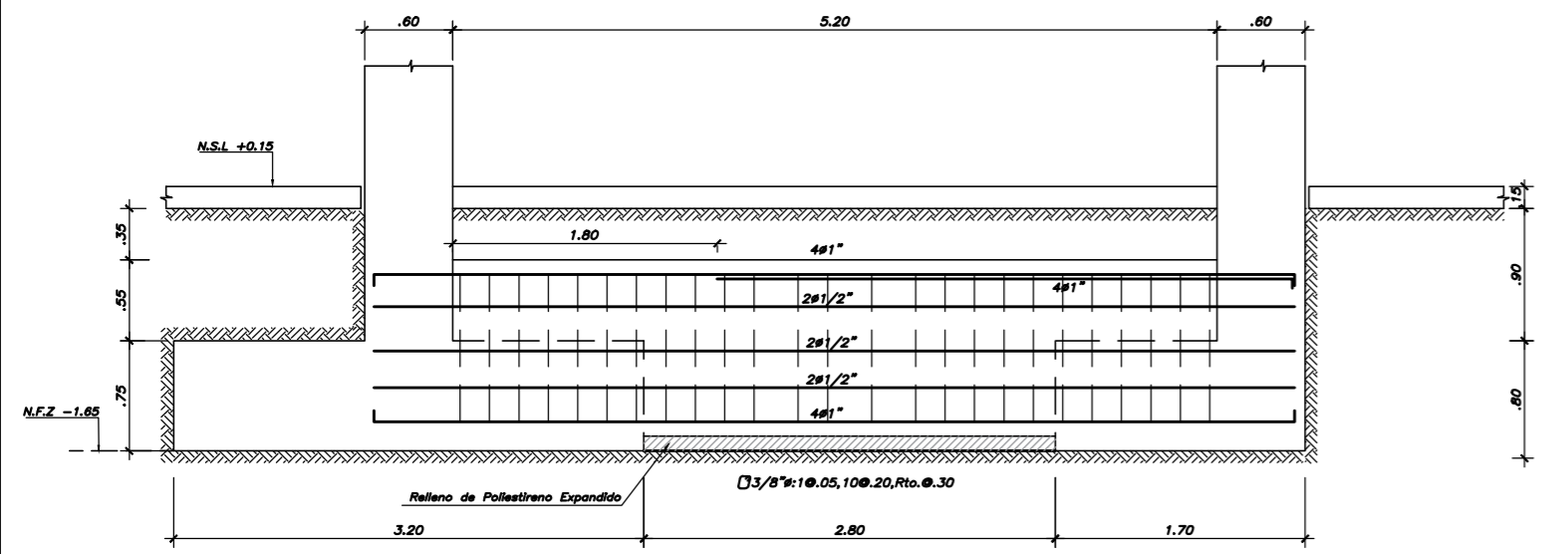
VIGA C-1 (.40x1.20)



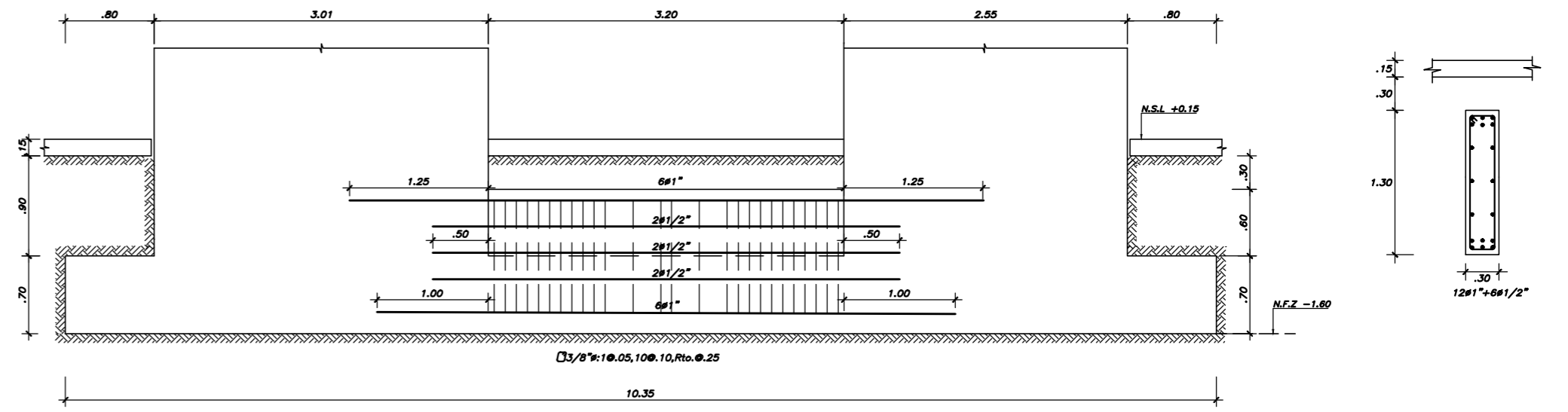
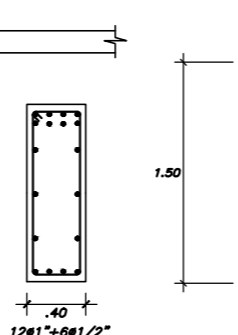
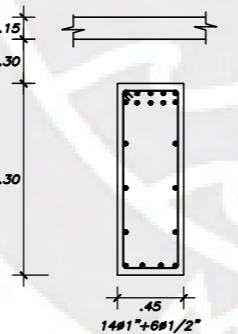
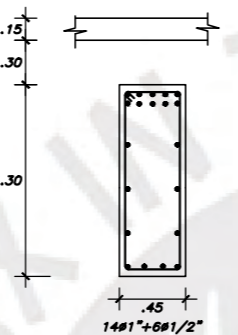
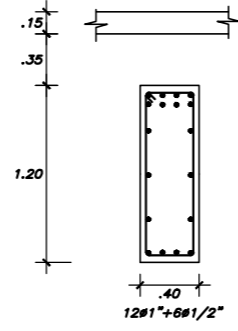
VIGA C-2 (.45x1.30)



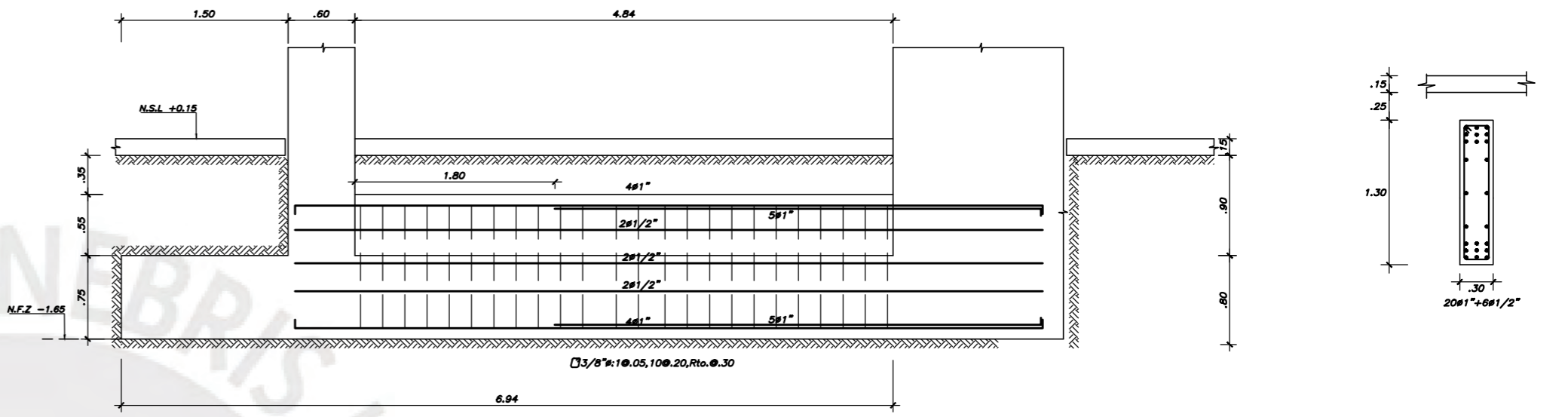
VIGA C-3 (.45x1.30)



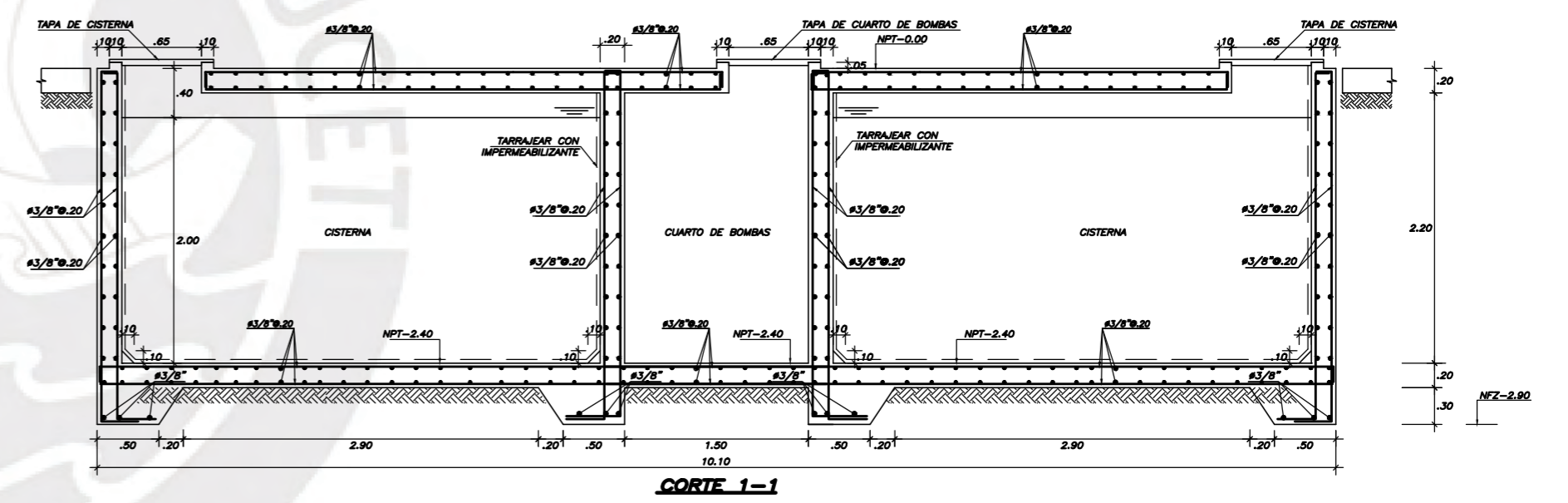
VIGA C-4 (.40x1.20)



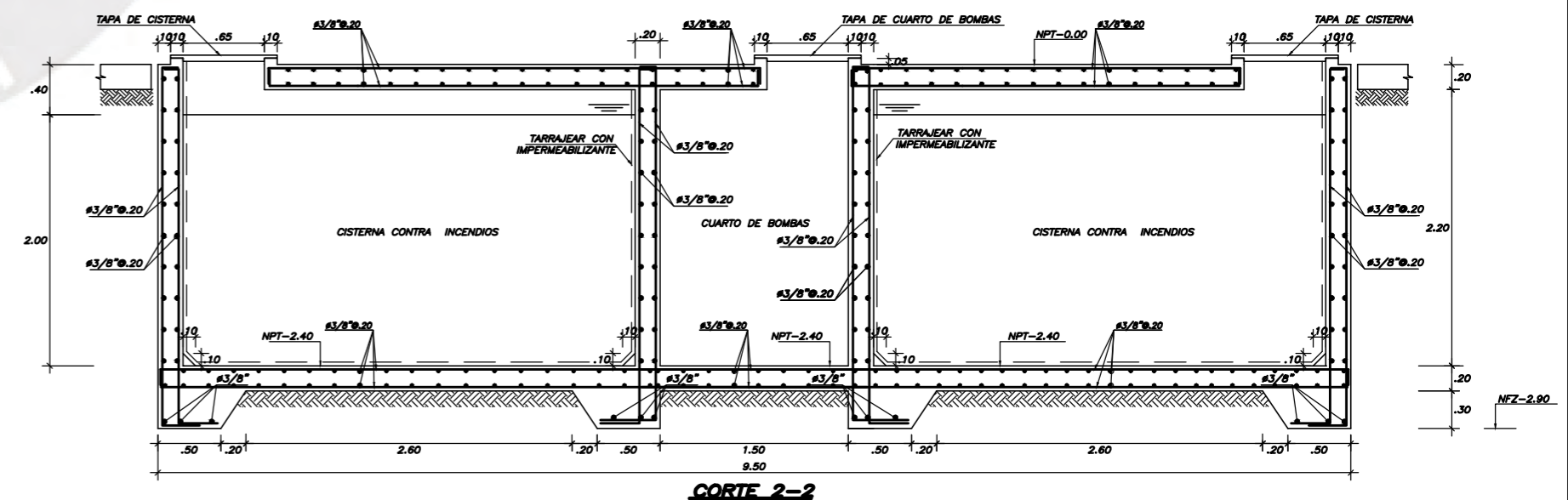
VIGA C-5 (.30x1.30)



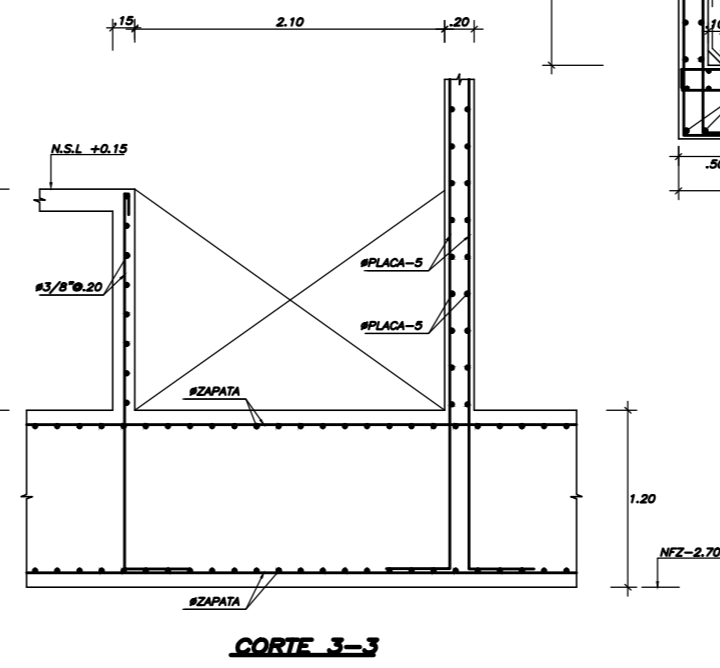
VIGA C-6 (.30x1.30)



CORTE 1-1



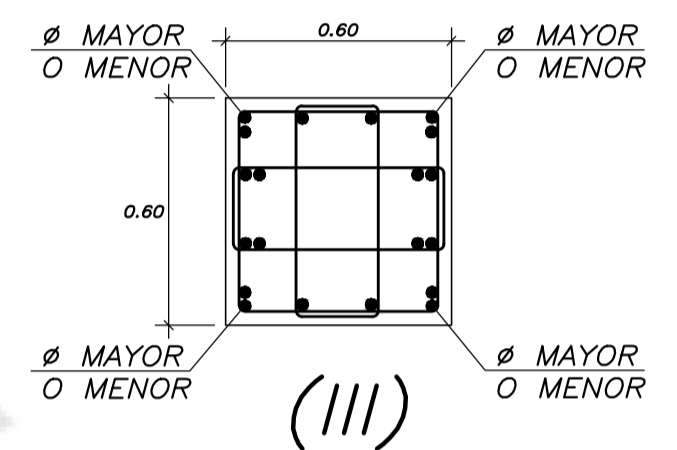
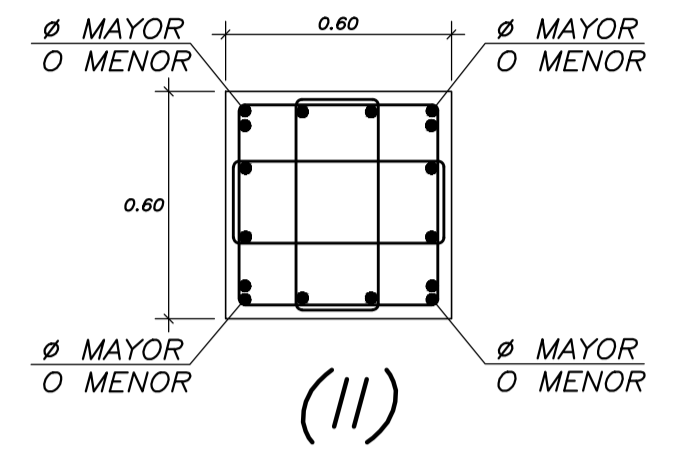
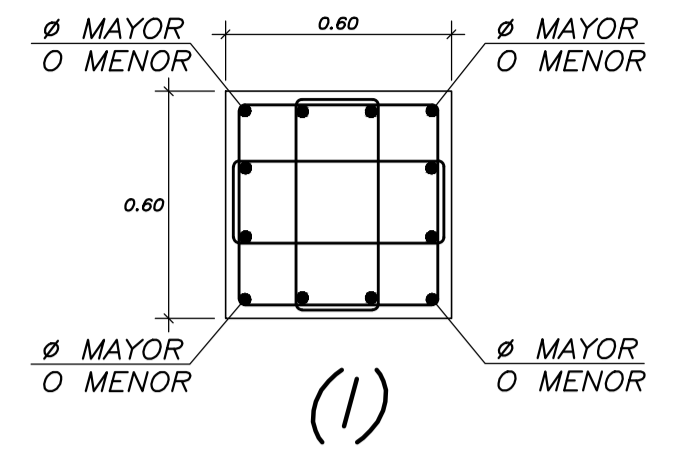
CORTE 2-2



CORTE 3-3

		PUCP Pontífice Católica del Perú		PROY. N° :	1
		PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES	PROPIETARIO : PUCP	ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS	LAMINA N° : E-03
PROFESIONAL : WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS	PLANO : CORTES DE CIMENTACIÓN Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	ASISTENTE DE DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA : 1/25	FECHA : SEPTIEMBRE 2025
N° FECHA :	REVISIONES :				

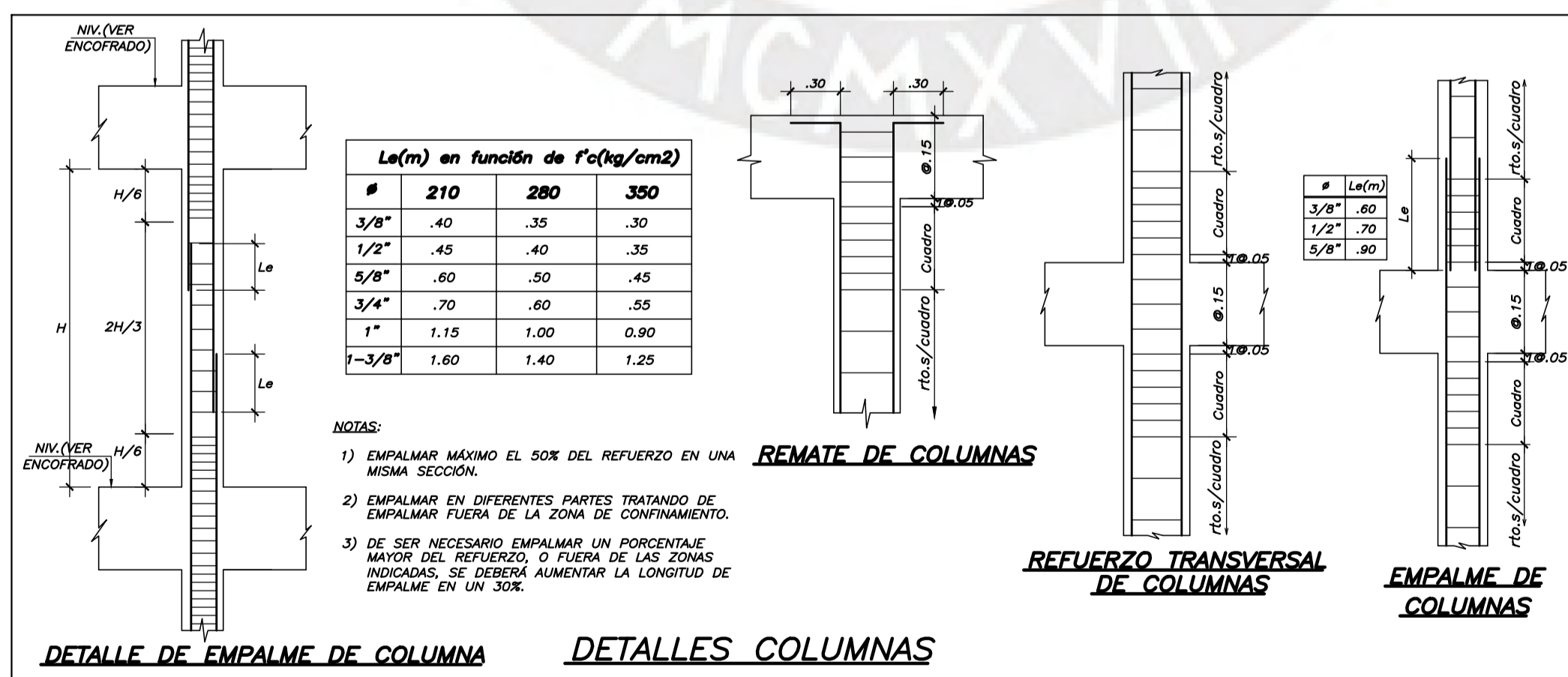
CUADRO DE COLUMNAS				
COLUMNA \ NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4
1° PISO AL 2° PISO	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 12 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 8@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 4 ϕ 1"+8 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 8@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 16 ϕ 1" 3 ϕ 3/8":1@.05 8@.10,Rto.@.25 (II)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 20 ϕ 1" 3 ϕ 3/8":1@.05 8@.10,Rto.@.25 (III)
3° PISO AL 4° PISO	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 12 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 12 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 12 ϕ 1" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 16 ϕ 1" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (II)
5° PISO AL 6° PISO	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 12 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 12 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 8 ϕ 1"+4 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 12 ϕ 1" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)
AZOTEA	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 12 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 12 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 12 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)	$f'c=210\text{kg/cm}^2$.60x.60 8 ϕ 1"+4 ϕ 3/4" 3 ϕ 3/8":1@.05 6@.10,Rto.@.25 (I)



NOTA: LOS NUMEROS ENTRE PARENTESIS INDICAN LA CLAVE PARA LA DISTRIBUCION DE LOS ϕ S Y ESTRIBOS



DETALLE DE GANCHOS EN ESTRIBOS DE COLUMNAS, Y VIGAS

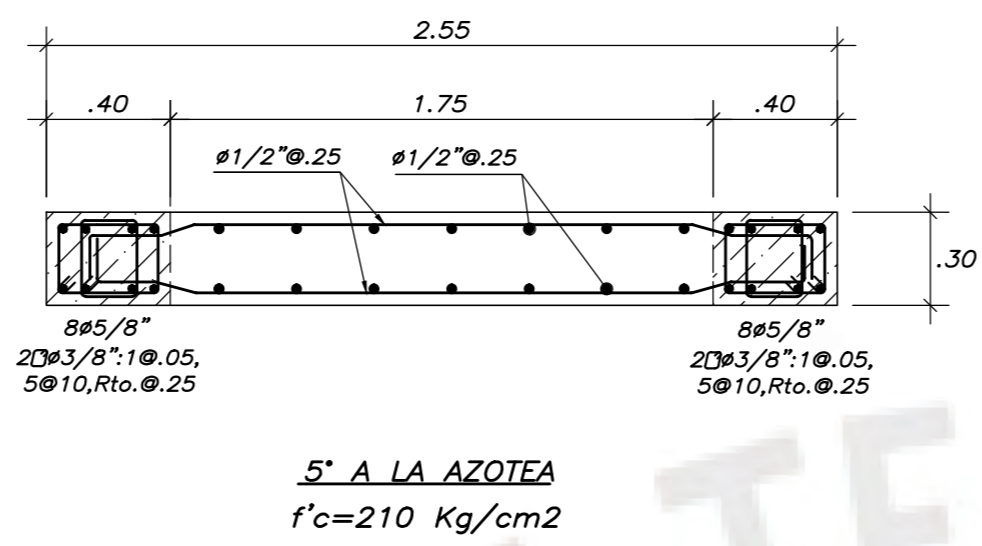
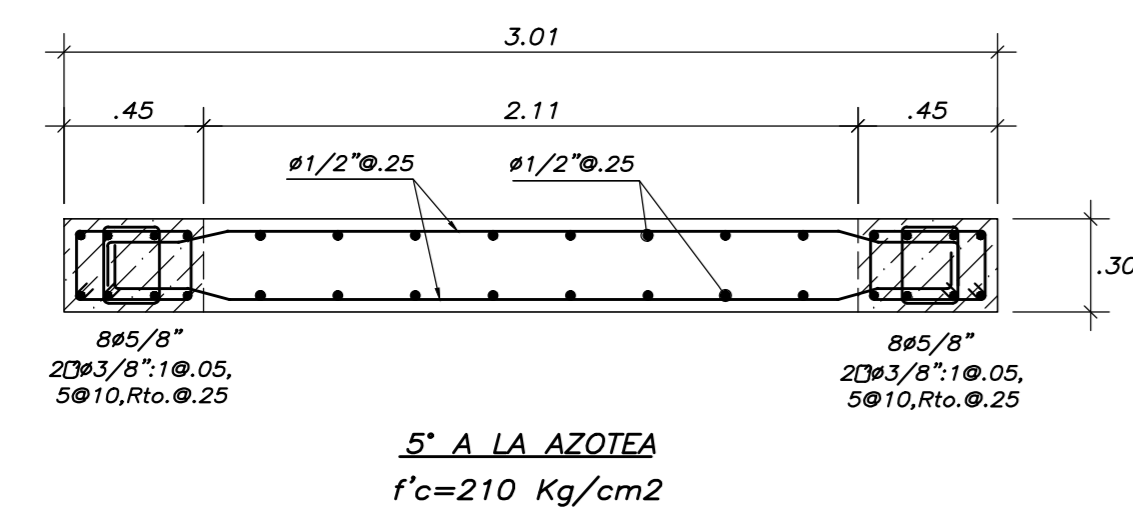
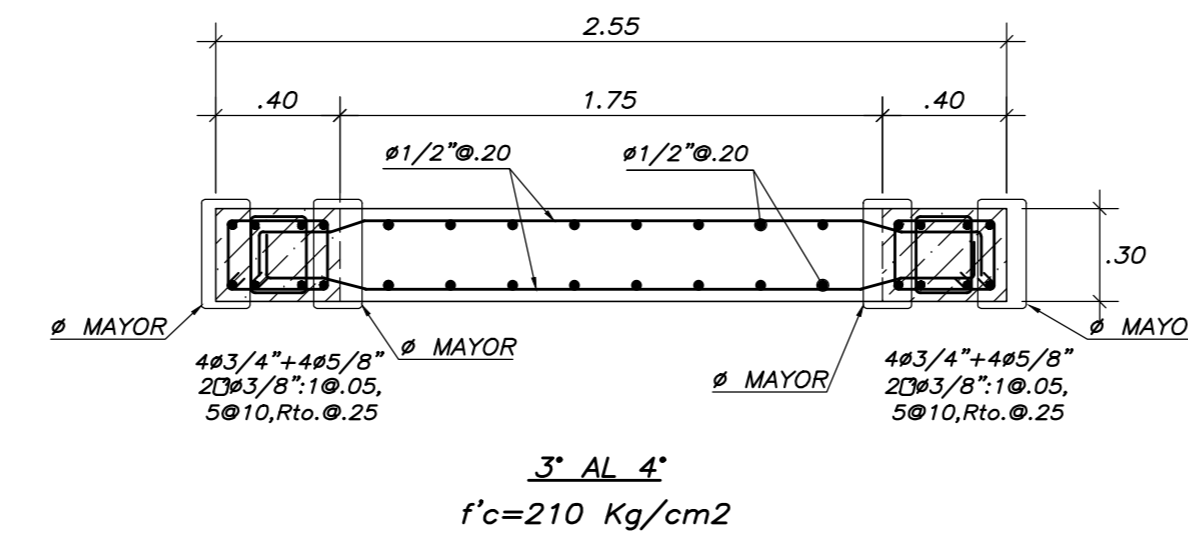
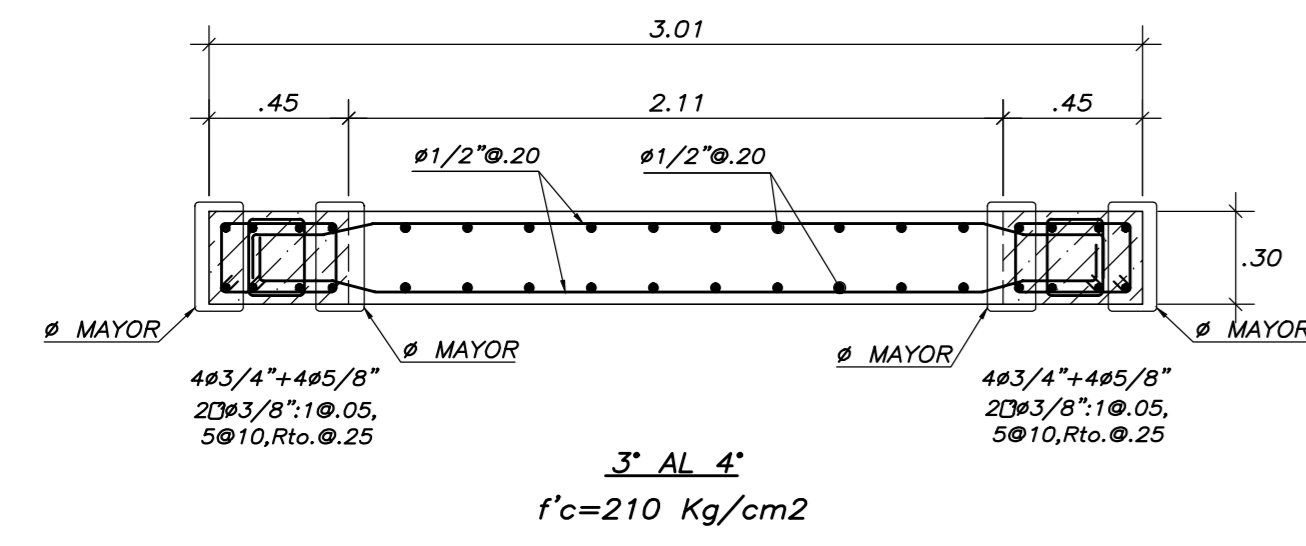
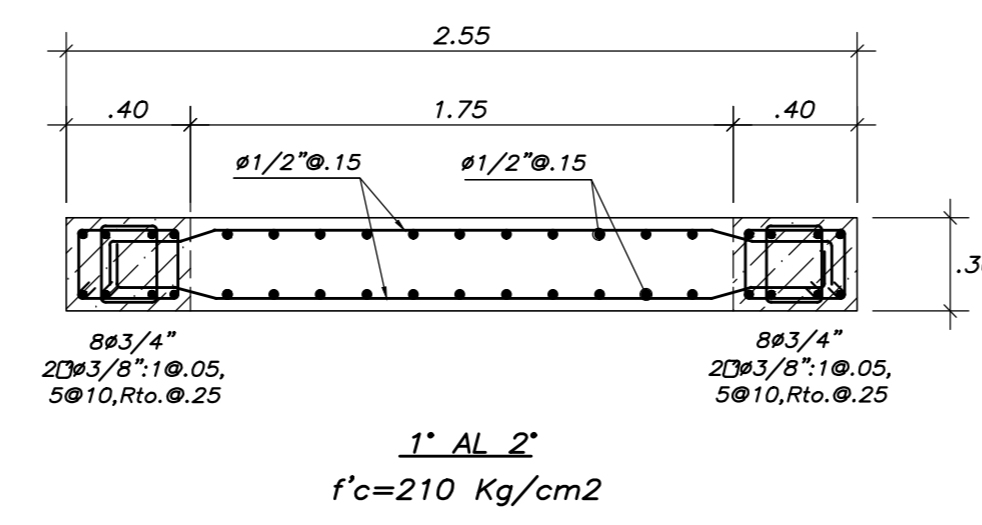
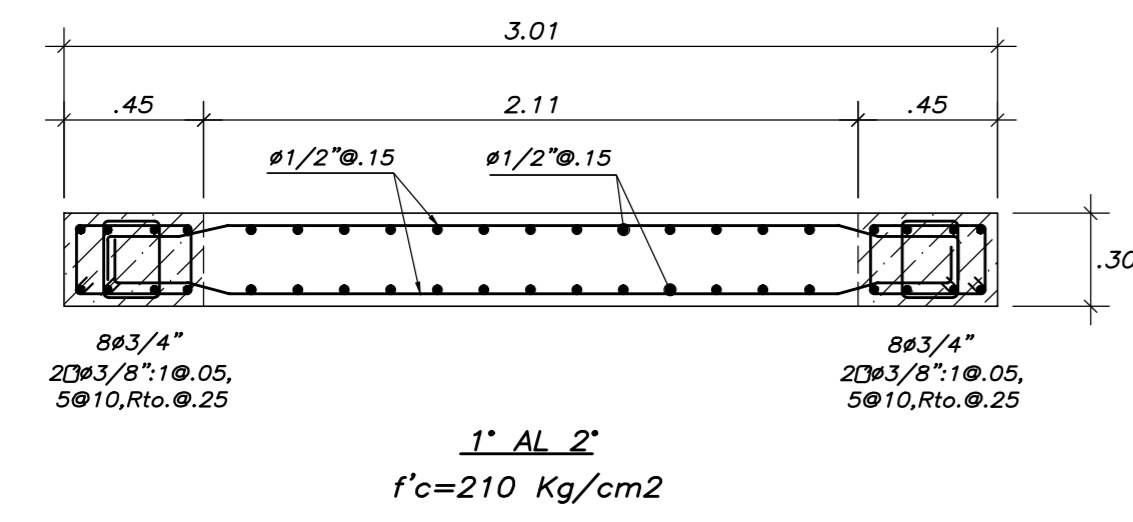


DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

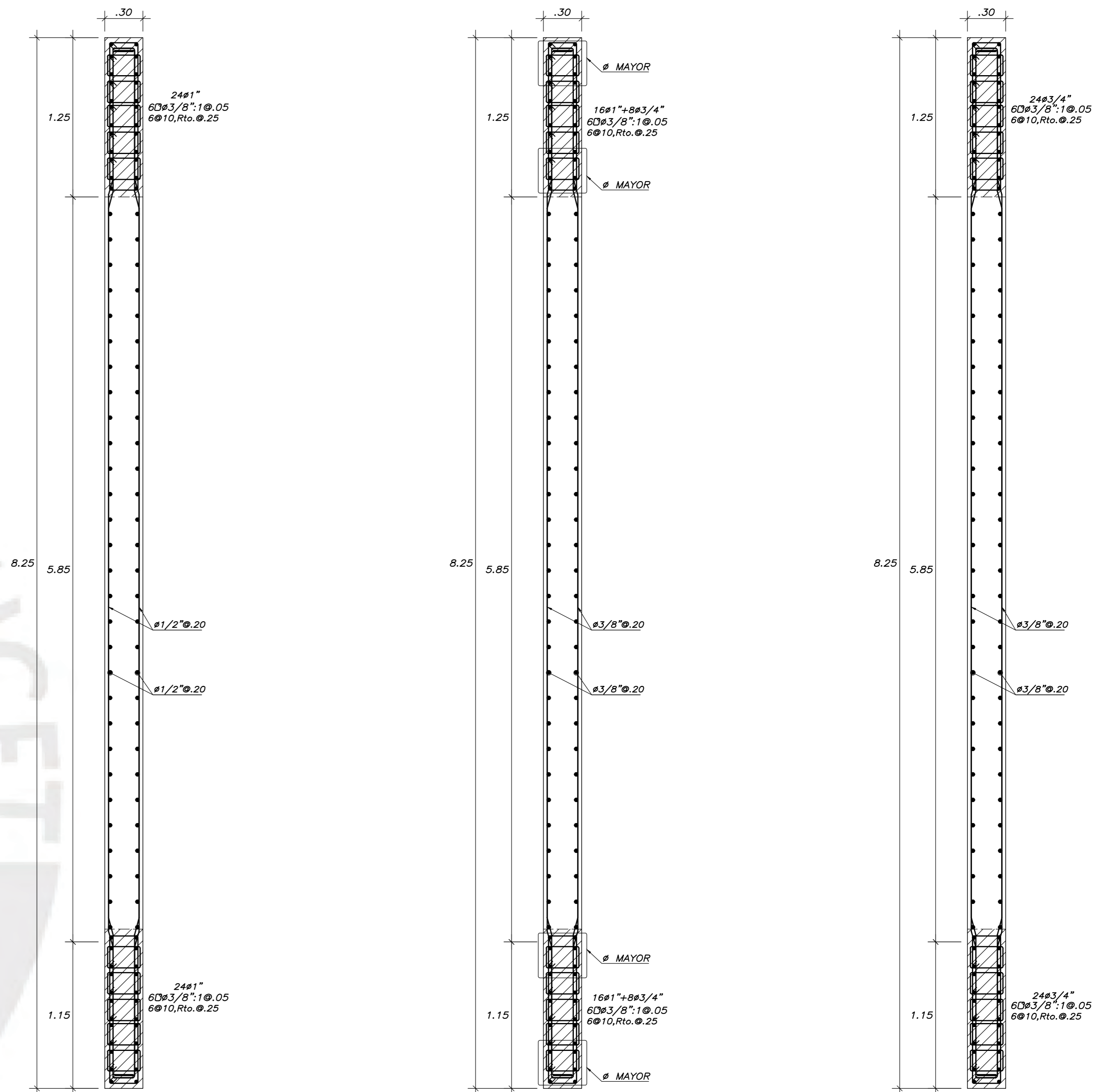
ESTE DISEÑO SE ENCUENTRA PROTEGIDO POR LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR D.L. 822. PROHIBIDA SU REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DEL AUTOR

PUCP		PONTIFICE CATOLICA DEL PERU	
PROYECTO :		DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES	
PROPIETARIO :		PUCP	
ESPECIALIDAD :		ESTRUCTURAS	
PROFESIONAL :		WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS	
PLANO :		CUADRO DE COLUMNAS	
ASISTENTE DE DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
-	-	1/20	SEPTIEMBRE 2025
PROY. N° :			1
LAMINA N° :			E-04



PLACA - 1

PLACA - 2

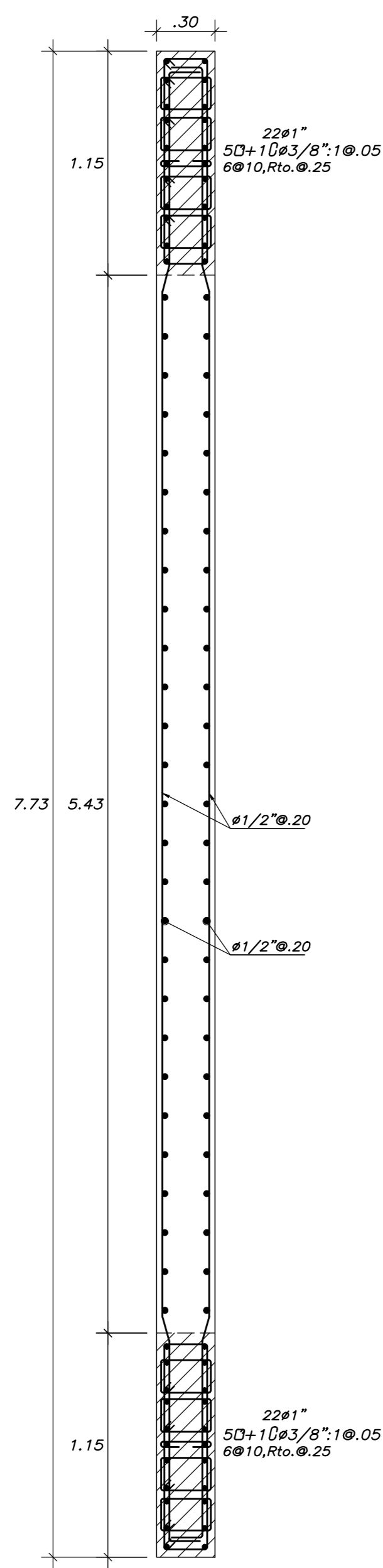


1° AL 2°
f'c=210 Kg/cm2

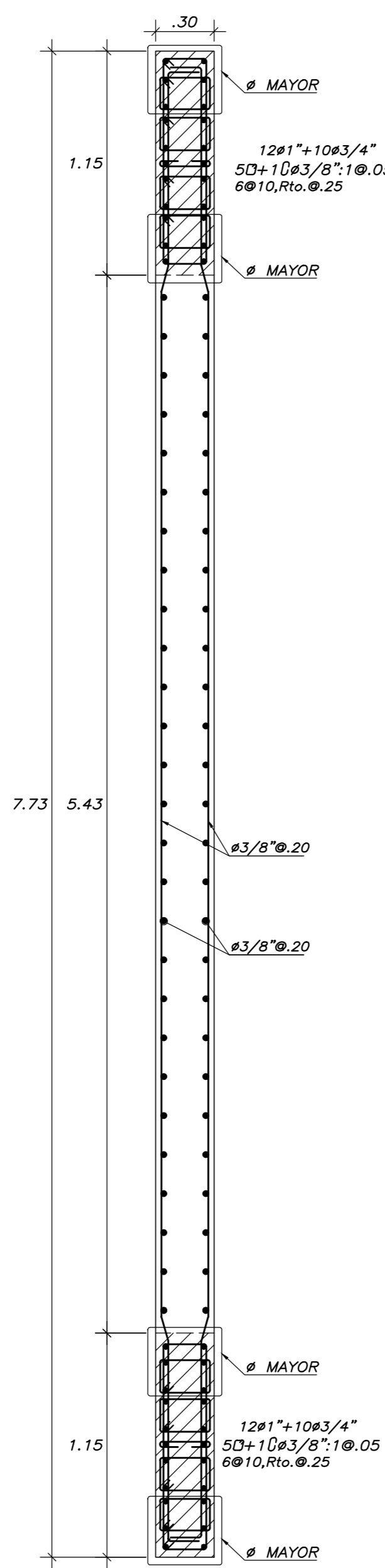
3° AL 4°
f'c=210 Kg/cm2

5° A LA AZOTEA
f'c=210 Kg/cm2

PLACA - 4

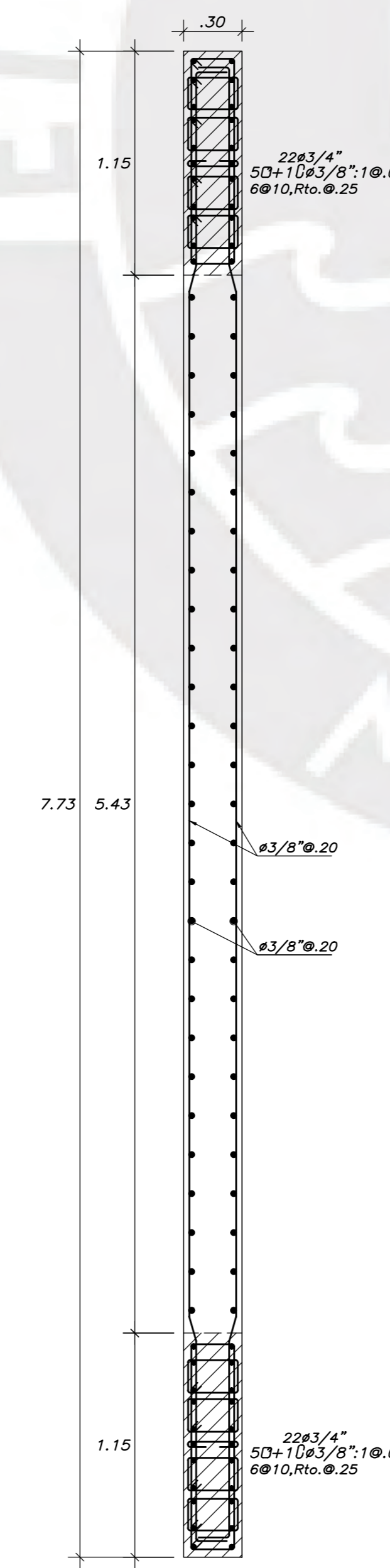


1° AL 2°
f'c=210 Kg/cm2



3° AL 4°
f'c=210 Kg/cm2

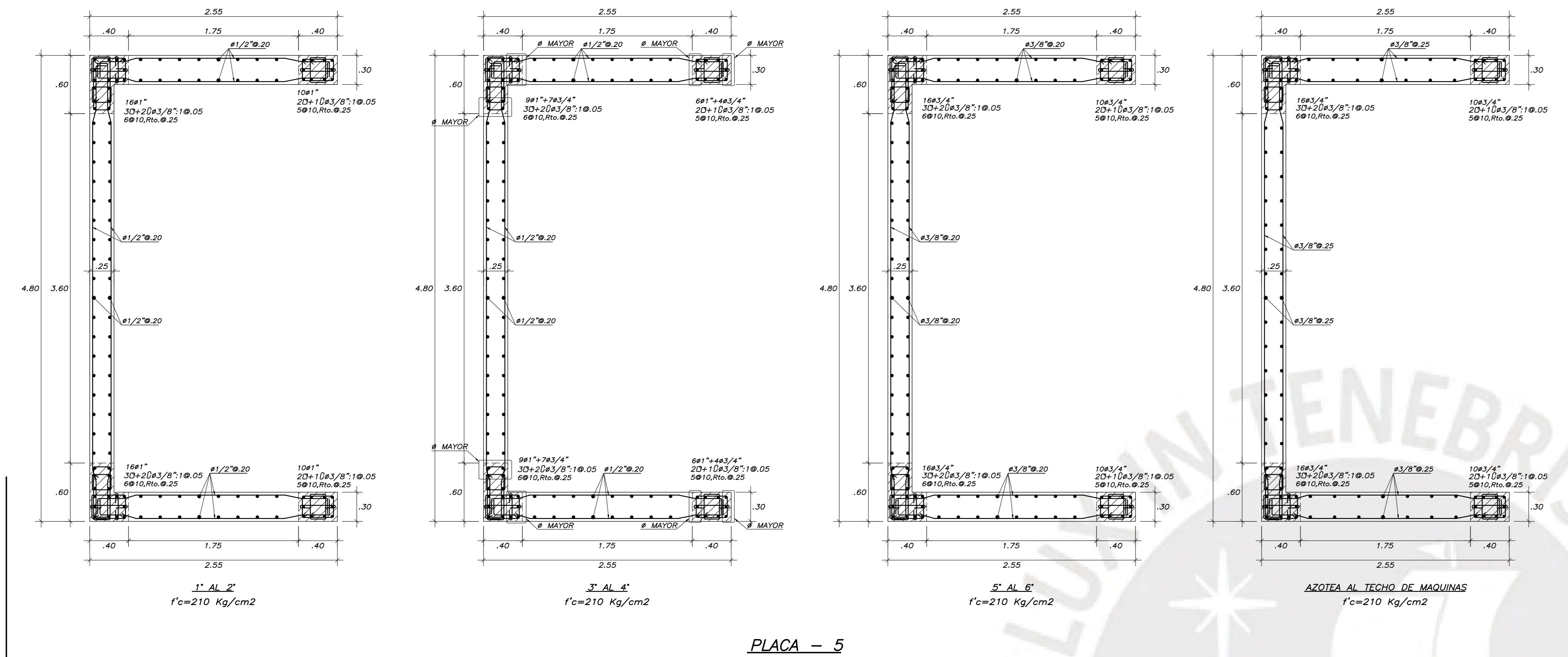
PLACA - 3



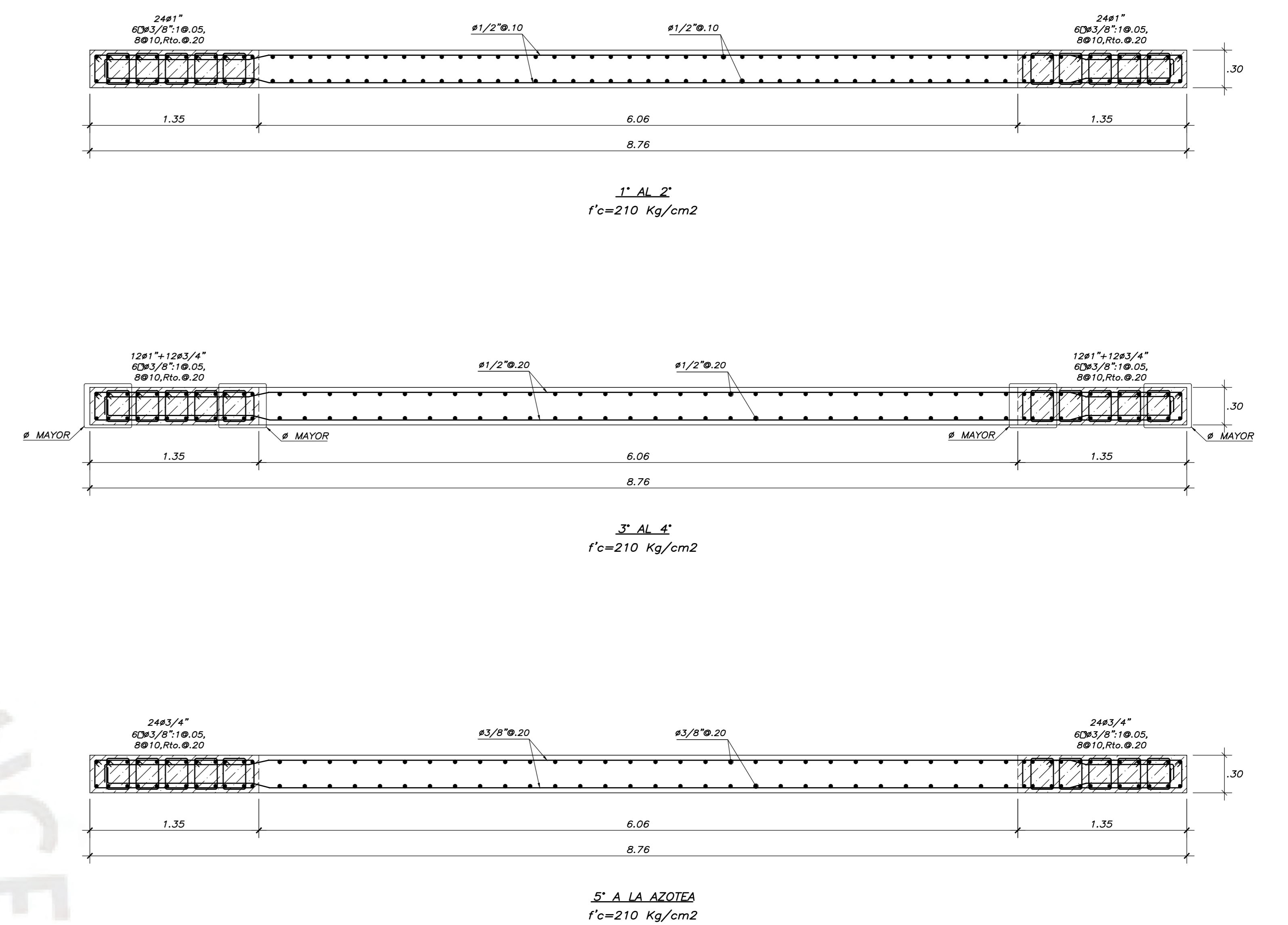
5° A LA AZOTEA
f'c=210 Kg/cm2

ESTE DISEÑO SE ENCUENTRA PROTEGIDO POR LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR D.L. 822. PROHIBIDA SU REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DEL AUTOR

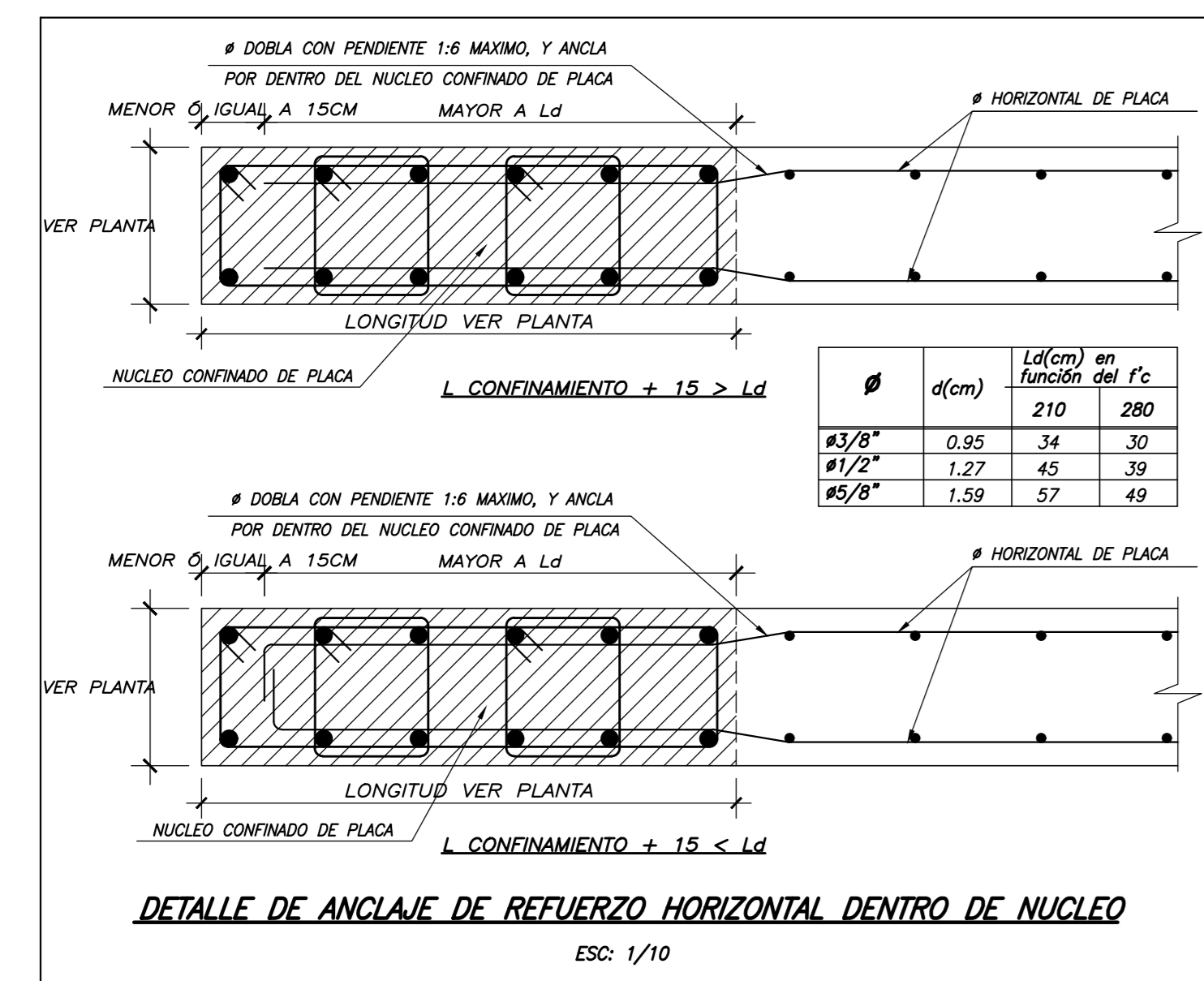
		PUCP PONTIFICE CATOLICA DEL PERU		PROY. N° :	1																		
		PROYECTO :	DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES	PROPIETARIO :	PUCP																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>FECHA</th> <th>REVISIONES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>		N°	FECHA	REVISIONES																ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	PROFESIONAL :	WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS
		N°	FECHA	REVISIONES																			
PLANO : CUADRO DE PLACAS - I		ASISTENTE DE DISEÑO :	-	DIBUJO :	-																		
		ESCALA :	1/25	FECHA :	SEPTIEMBRE 2025																		



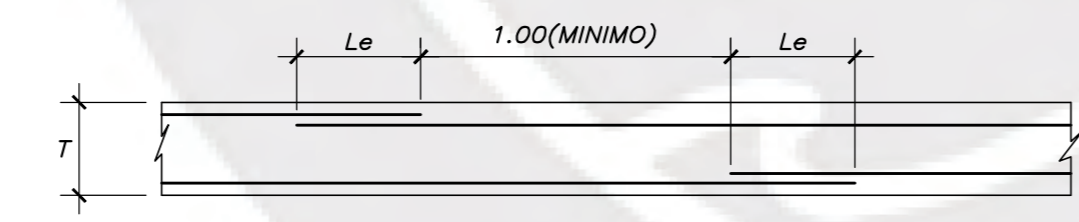
PLACA - 5



PLACA - 6



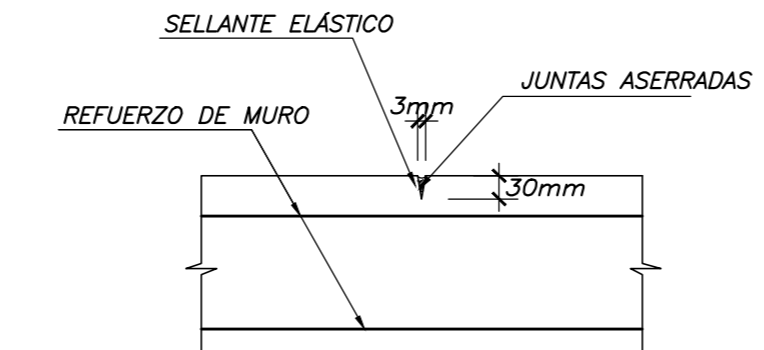
DETALLE DE ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL DENTRO DE NUCLEO ESC. 1/10



#	Le(m)
3/8"	.40
1/2"	.45

DETALLE DE TRASLAPES DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACA Y MURO

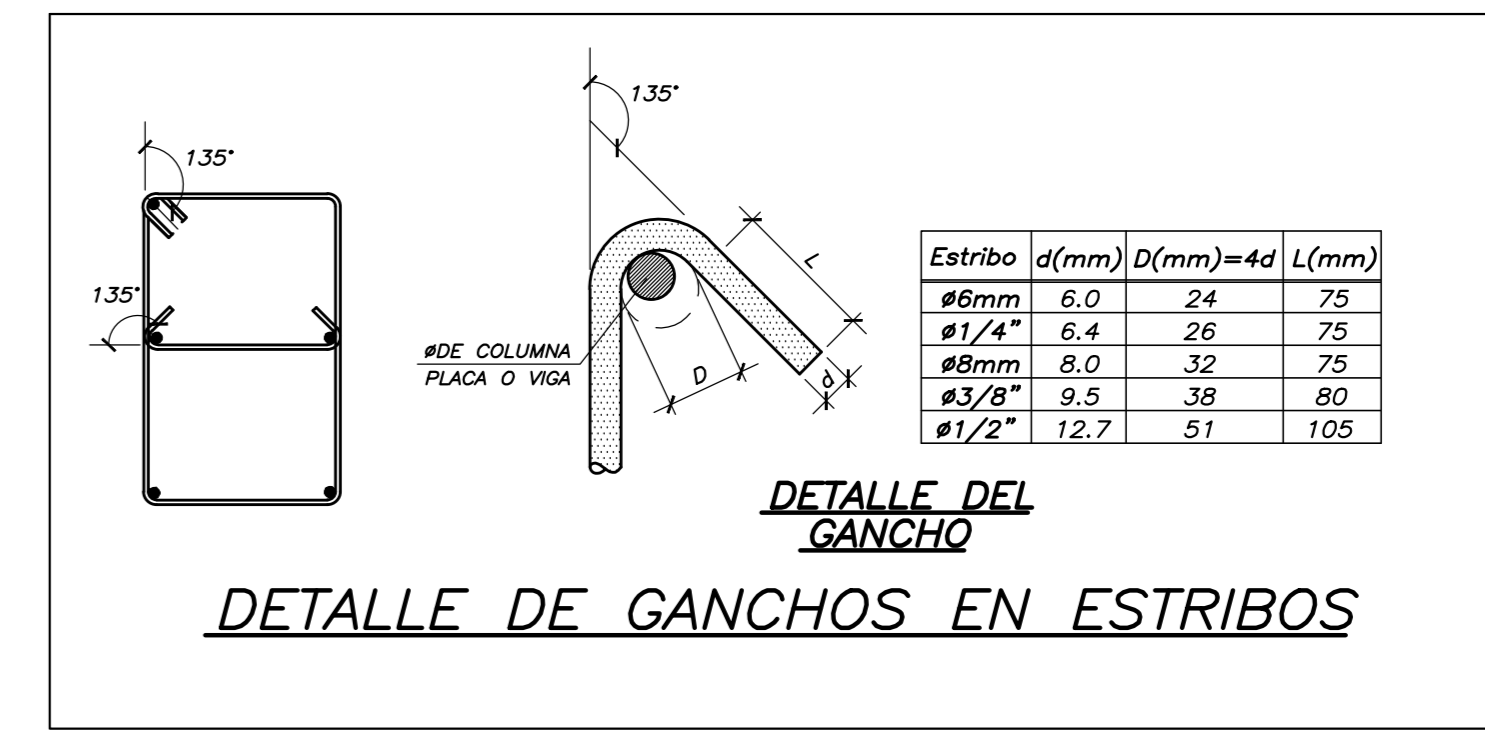
NOTA :
 a. NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 b. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS FORTALECIMIENTOS ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30 % O CONSULTAR AL PROYECTISTA.



DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION DE PLACAS Y MUROS DE CONTENCIÓN

NOTA:
 HACER JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN CADA 6.0 mts. APROXIMADAMENTE PARA EVITAR FISURAS POR CONTRACCION EN LOS MUROS DEL SÓTANO

DETALLES PLACAS Y MUROS DE CONTENCIÓN

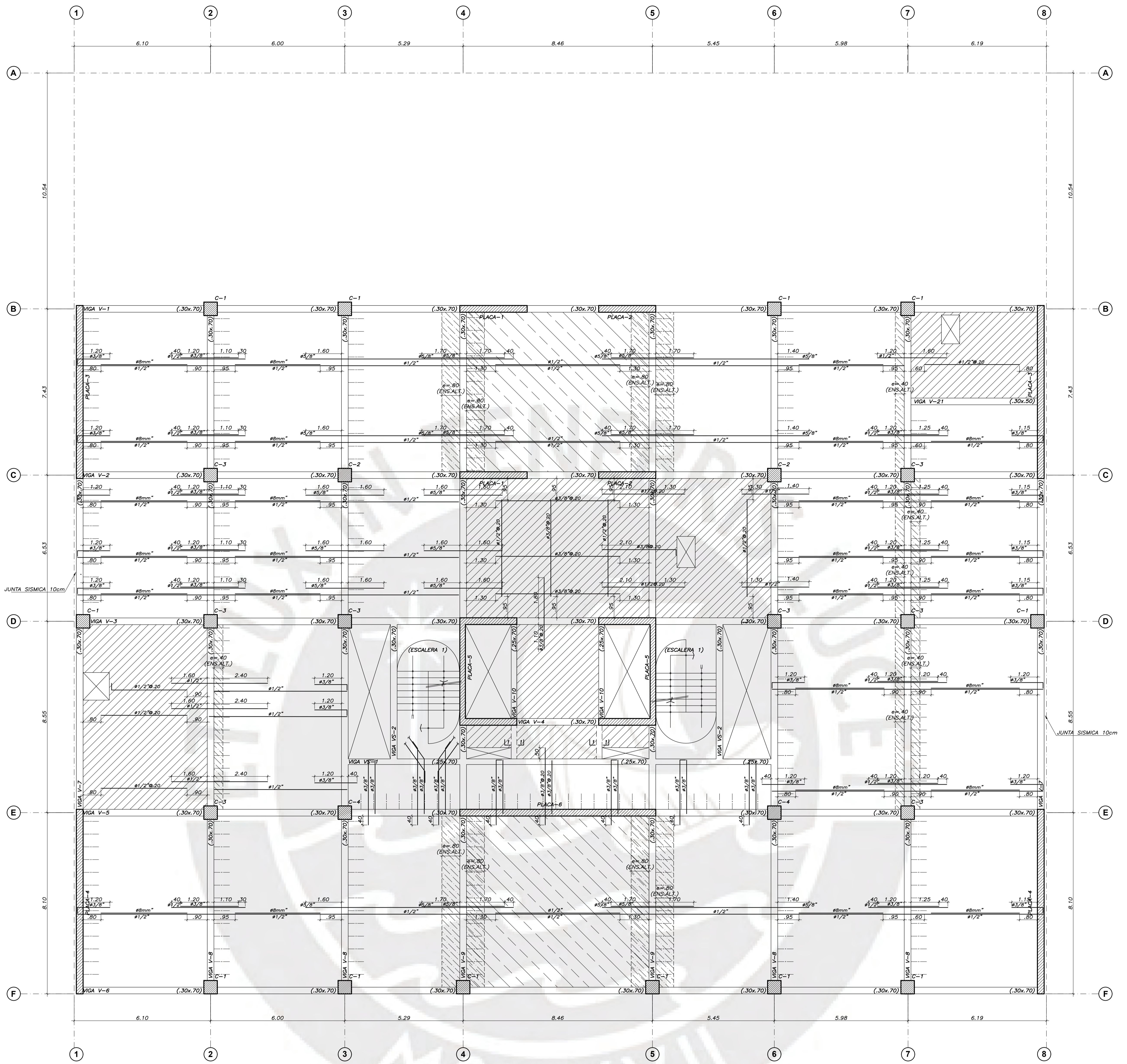


DETALLE DEL GANCHO EN ESTRIBOS

ESTE DISEÑO SE ENCUENTRA PROTEGIDO POR LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR D.L. 822. PROHIBIDA SU REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DEL AUTOR

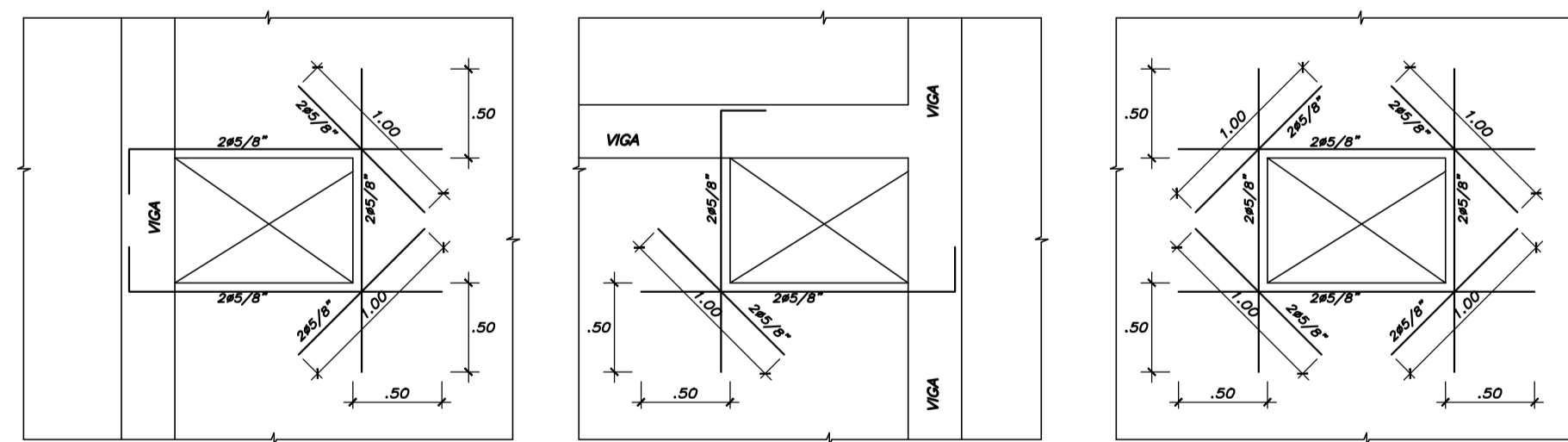
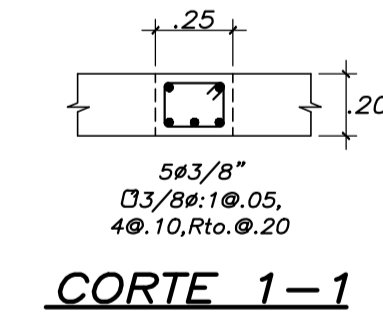
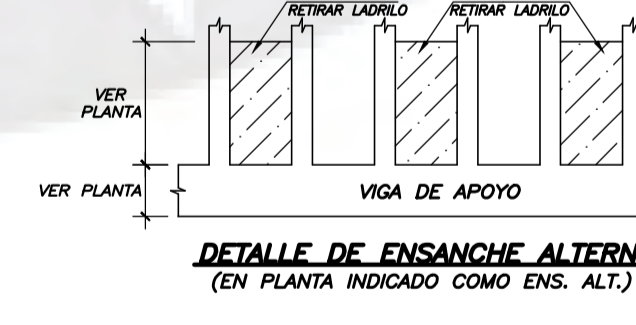
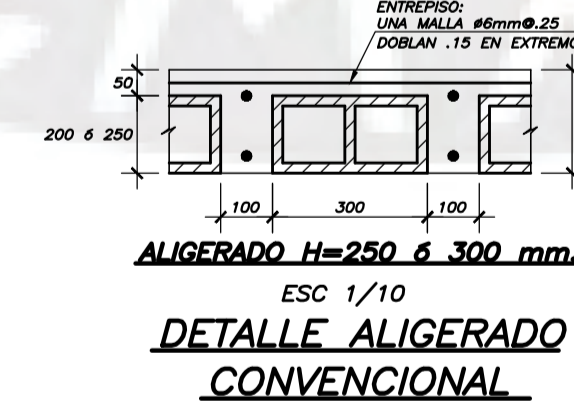
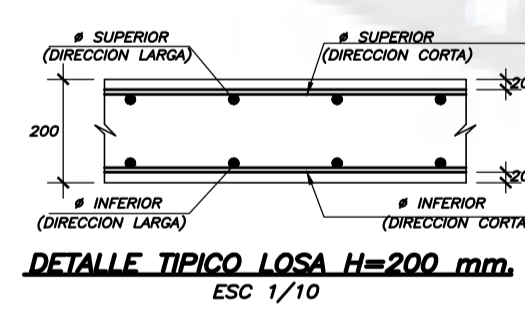
PUCP
 PONTIFICIA CATÓLICA DEL PERÚ

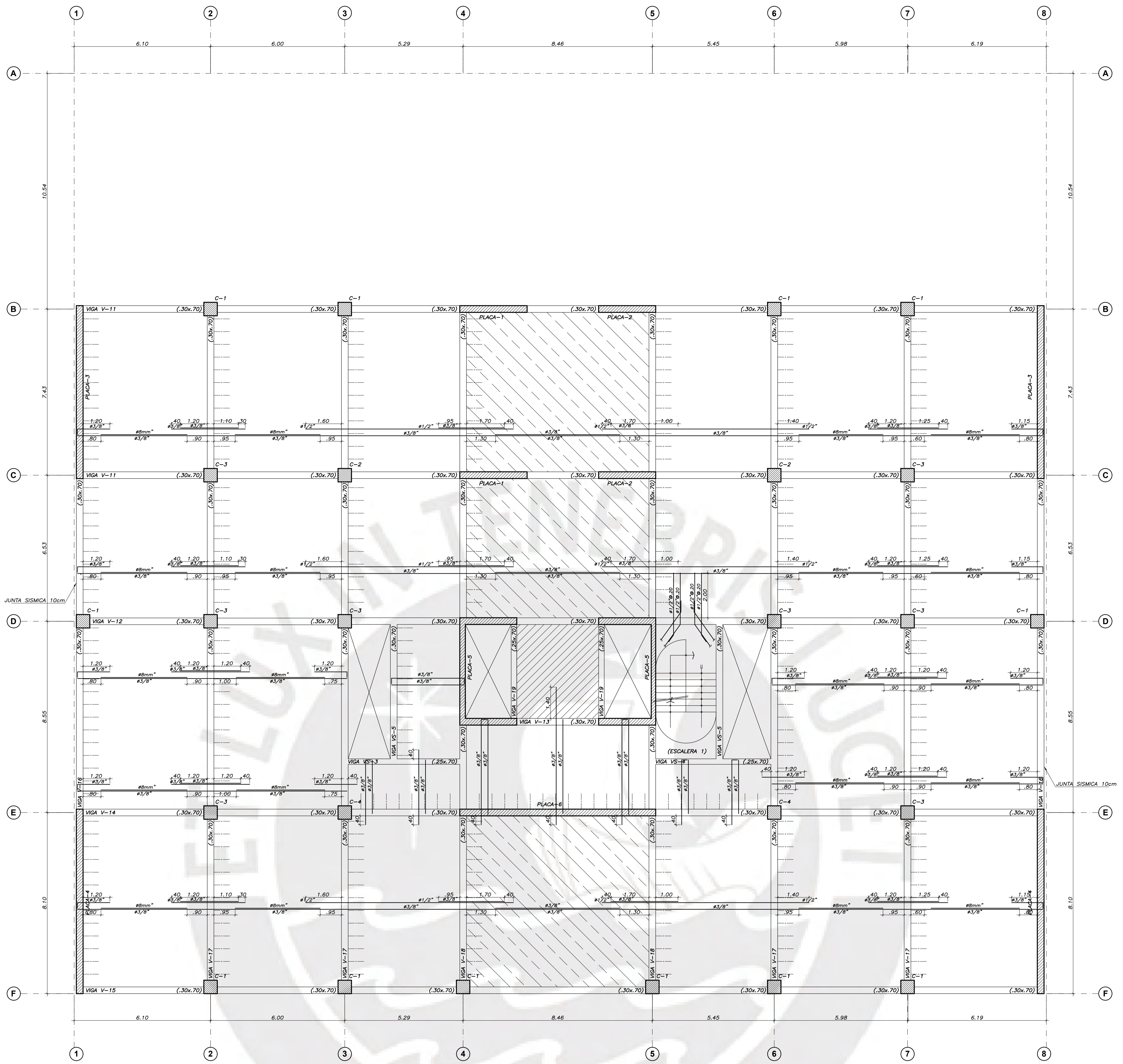
PROYECTO :	DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	PUCP	LAMINA N° :	E-06
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
PROFESIONAL :	WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS		
PLANO :	CUADRO DE PLACAS - II		
ASISTENTE DE DISEÑO :	-	ESCALA :	1/25
DIBUJO :	-	FECHA :	SEPTIEMBRE 2025



ENCOFRADOS 2º PISO AL 7º PISO

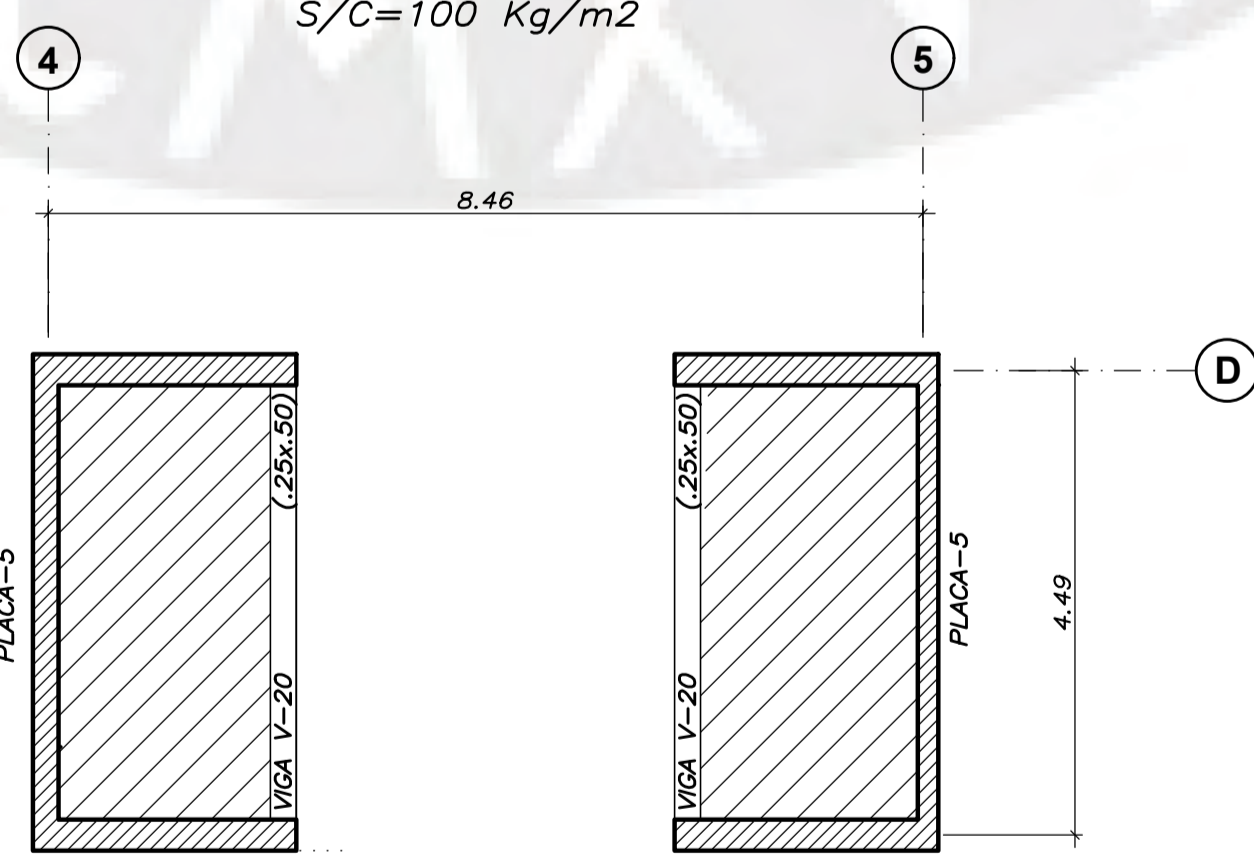
- ALIGERADA H=0.25
- ALIGERADA H=0.30
- MACIZA H=0.20 $\phi 3/B @ .20$ inf/sup
- f'c=210 Kg/cm²
- S/C=250/400 Kg/m²
- T.M=100 Kg/m²





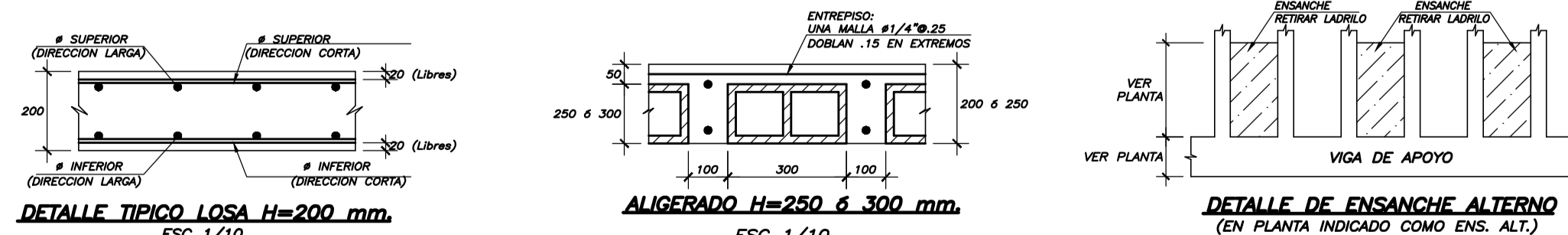
ENCOFRADO AZOTEA

ALIGERADA H=0.25
 ALIGERADA H=0.30
 MACIZA H=0.20 #3/8" @ 20 inf/sup
 $f'c=210 \text{ Kg/m}^2$
 $S/C=100 \text{ Kg/m}^2$

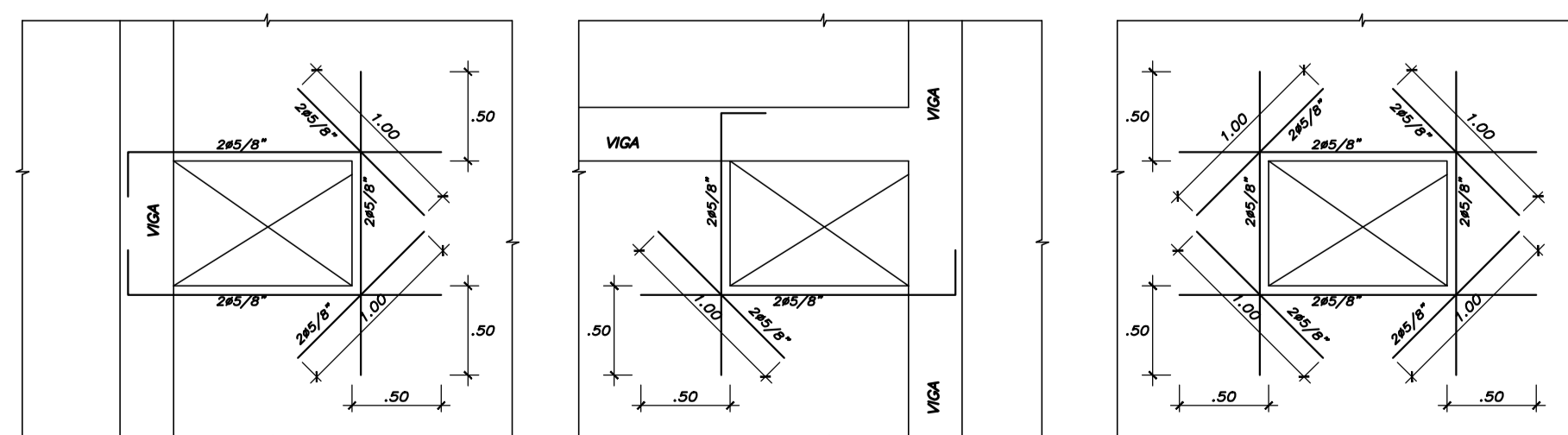


ENCOFRADO ASCENSOR

MACIZA H=0.20 #3/8" @ 20 inf/sup
 $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$
 $S/C=1000 \text{ Kg/m}^2$



DETALLE ALIGERADO CONVENCIONAL



DETALLES DE ABERTURAS EN TECHOS

PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES

PROPIETARIO: PUCP

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PROFESIONAL: WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS

PLANO: ENCOFRADO AZOTEA Y ASCENSOR

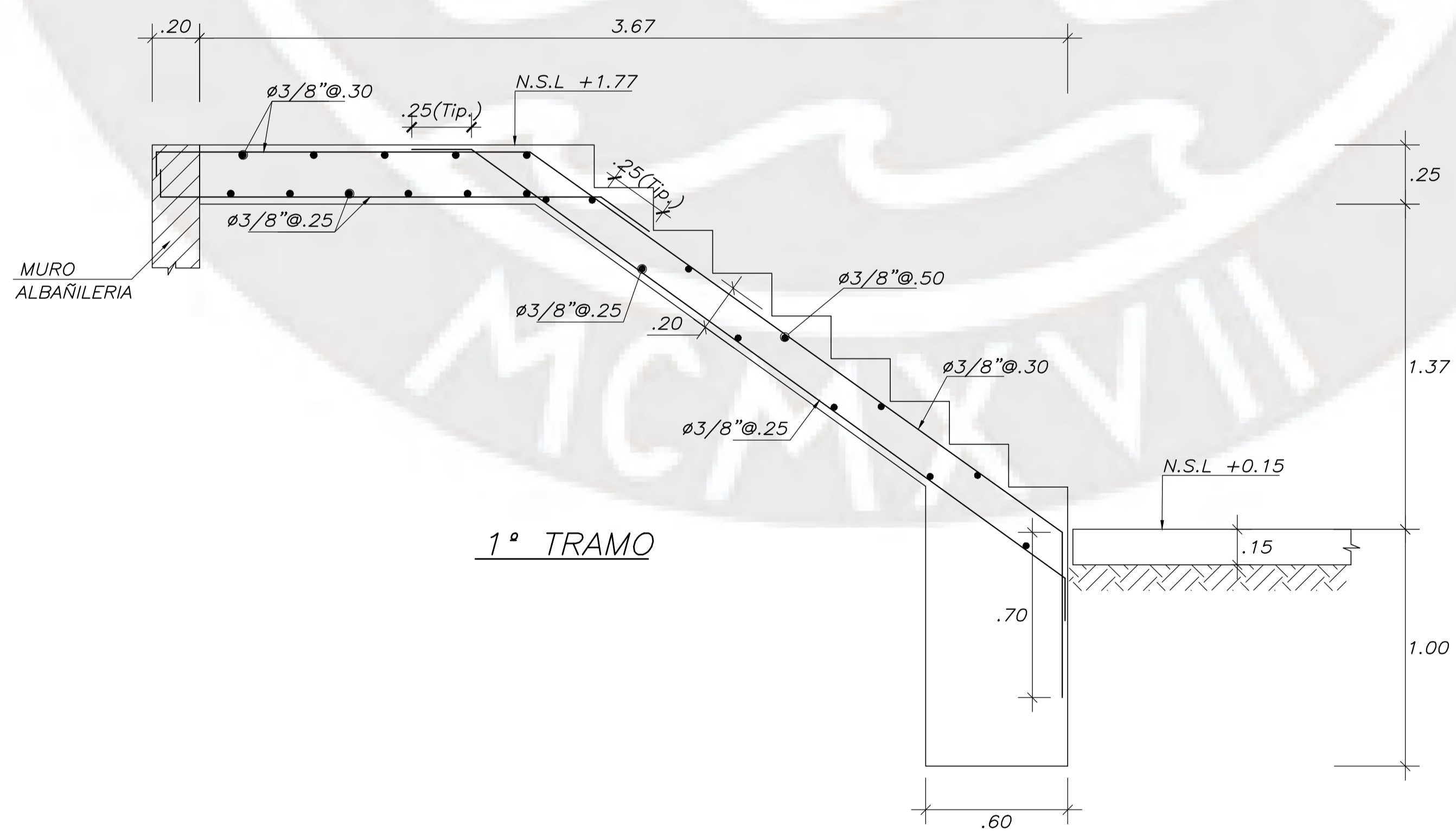
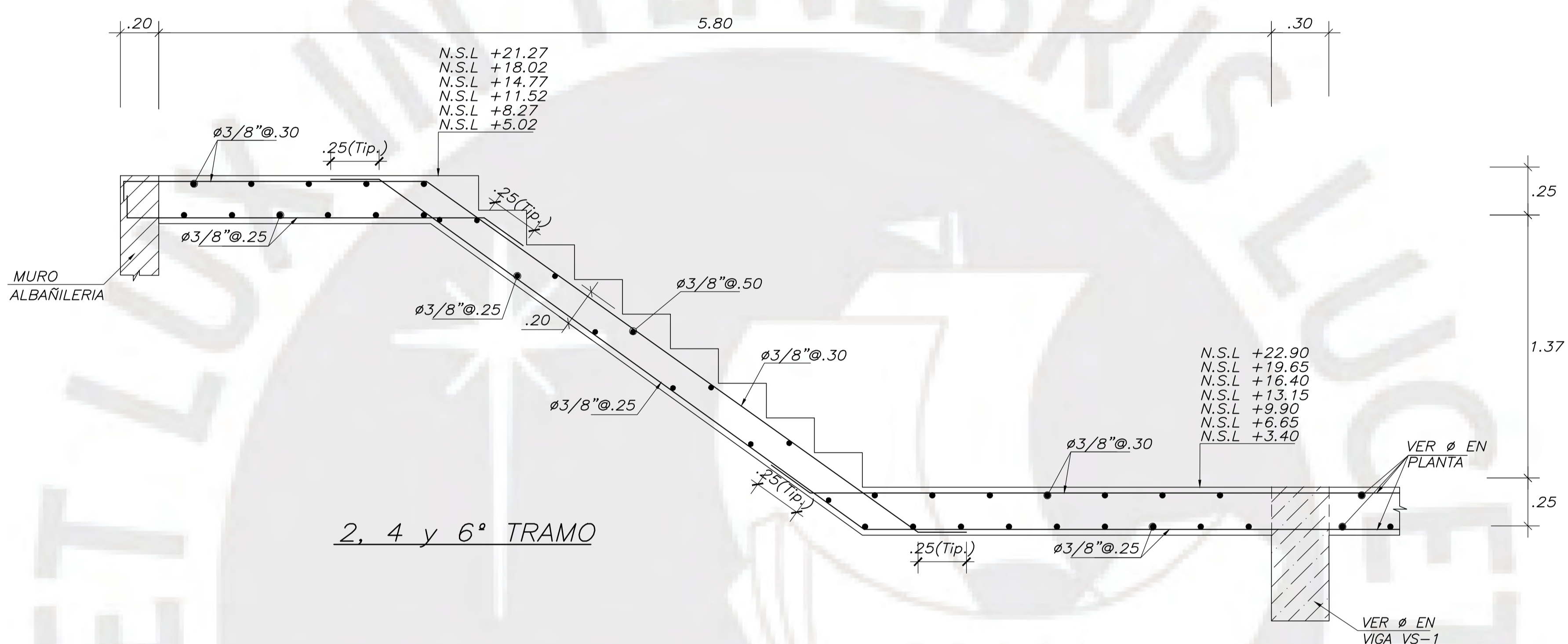
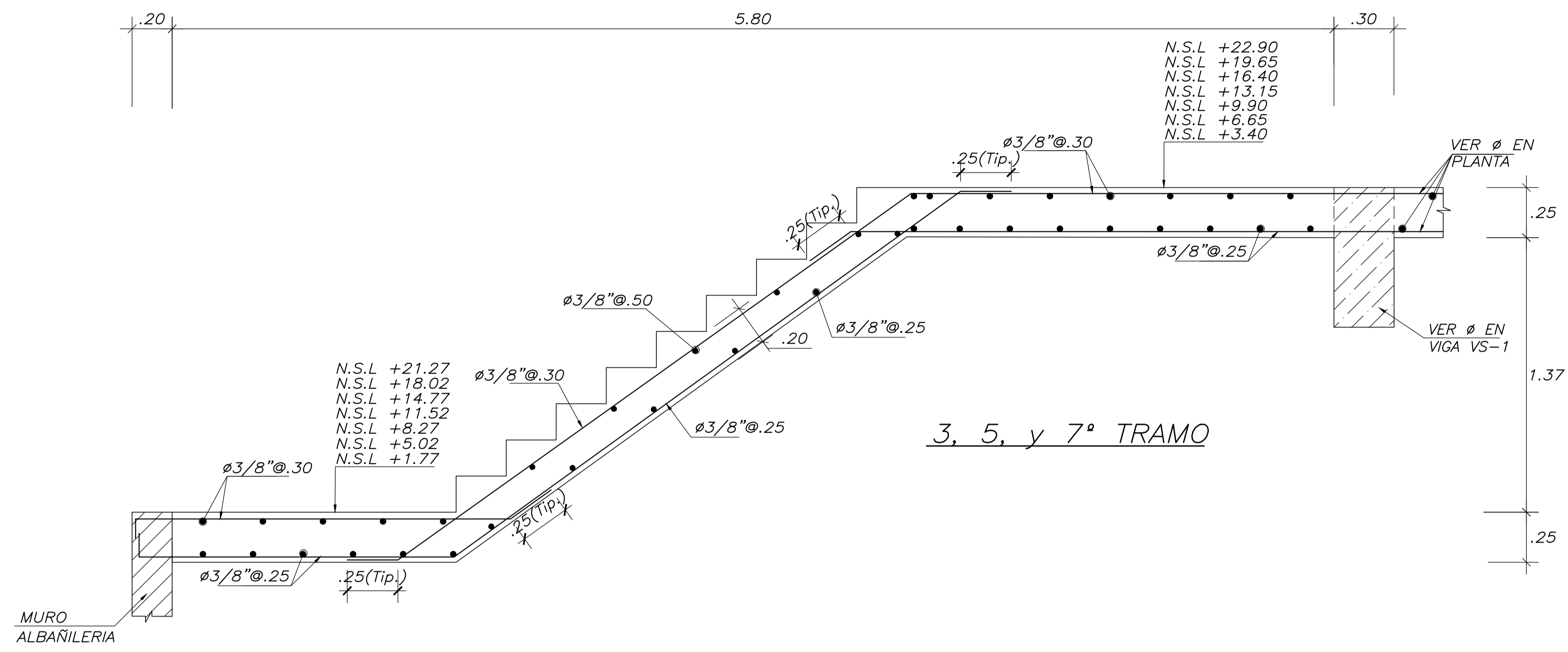
ASISTENTE DE DISEÑO: -

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

ESCALA: 1/75


PROY. N°: 1

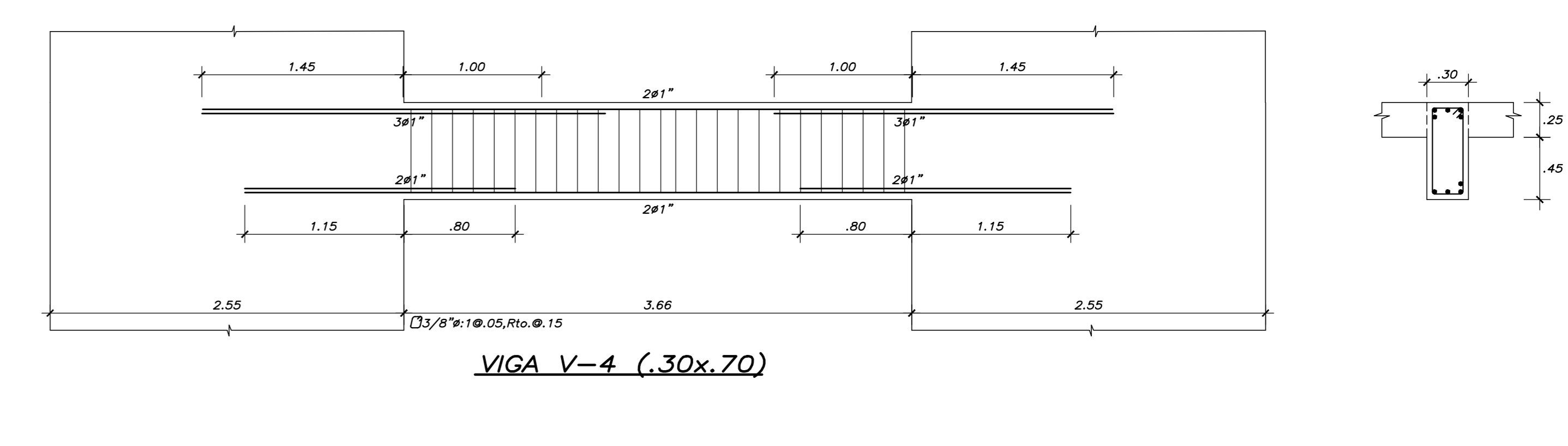
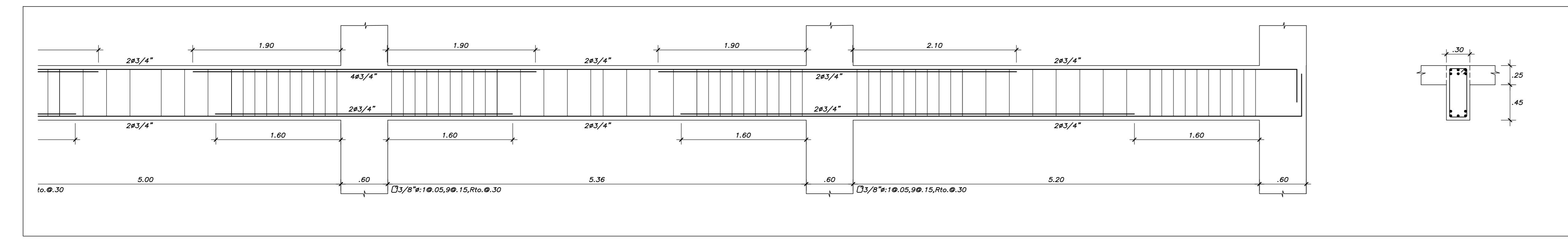
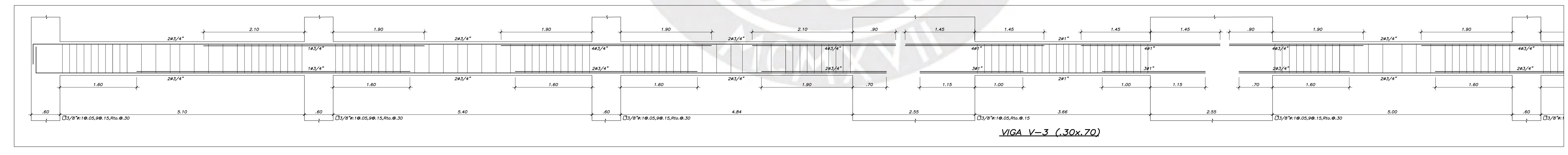
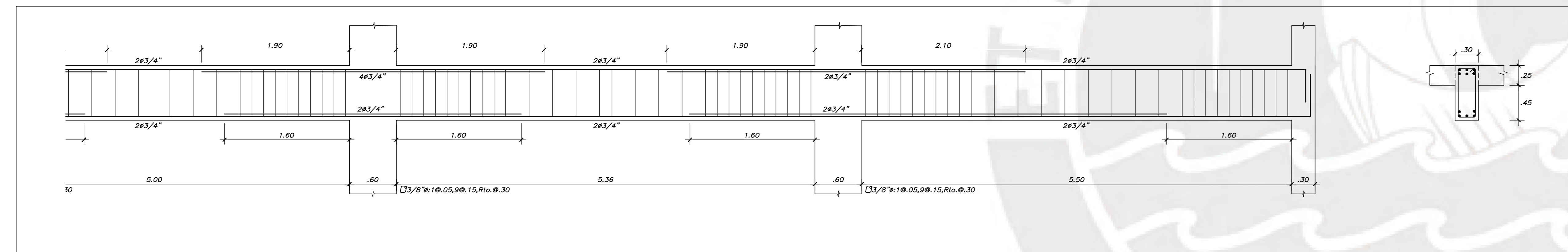
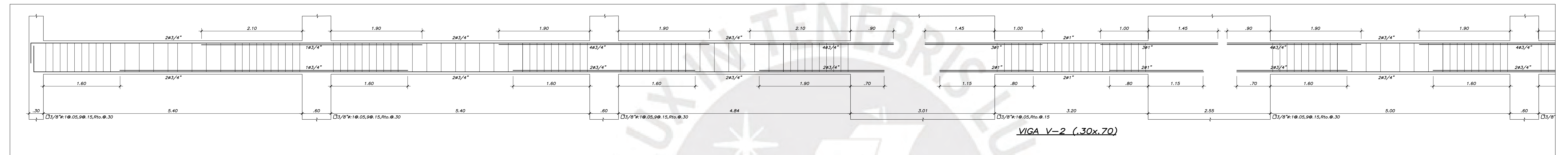
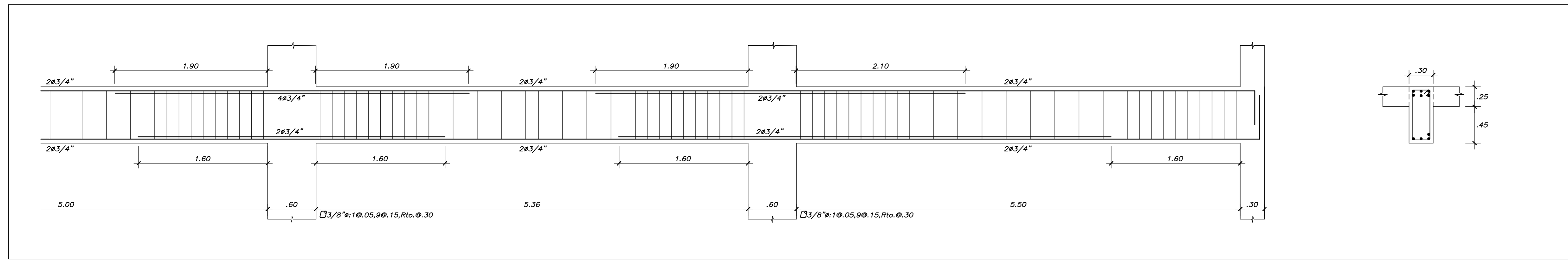
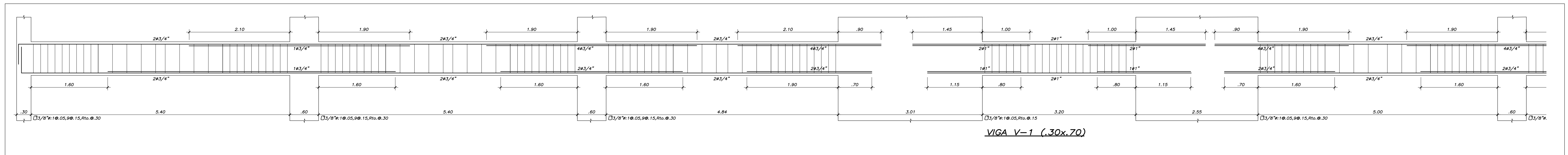
LAMINA N°: E-08



ESCALERA - 1
S/C=400 Kg/m²
1/75

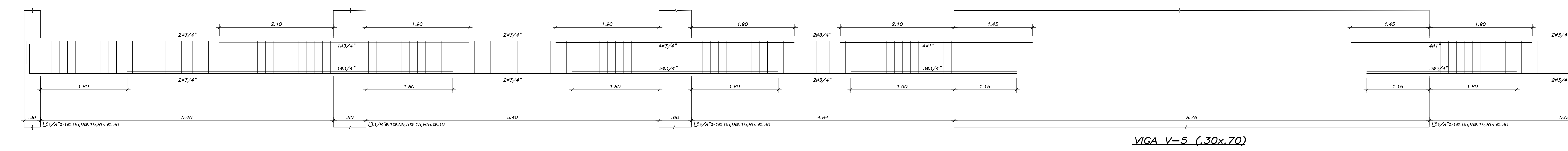
ESTE DISEÑO SE ENCUENTRA PROTEGIDO POR LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR D.L. 822. PROHIBIDA SU REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DEL AUTOR

		PUCP PONTIFICE CATÓLICA DEL PERÚ		
		PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES	PROPIETARIO : PUCP	
ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS		PROFESIONAL : WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS		LAMINA N° : E-09
PLANO : ESCALERAS		ASISTENTE DE DISEÑO : -	DIBUJO : -	
N° FECHA REVISIONES		FECHA : SEPTIEMBRE 2025		

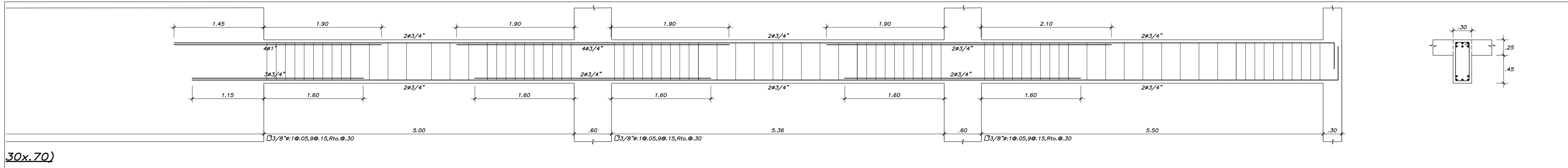


ESTE DISEÑO SE ENCUENTRA PROTEGIDO POR LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR D.L. 822. PROHIBIDA SU REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DEL AUTOR

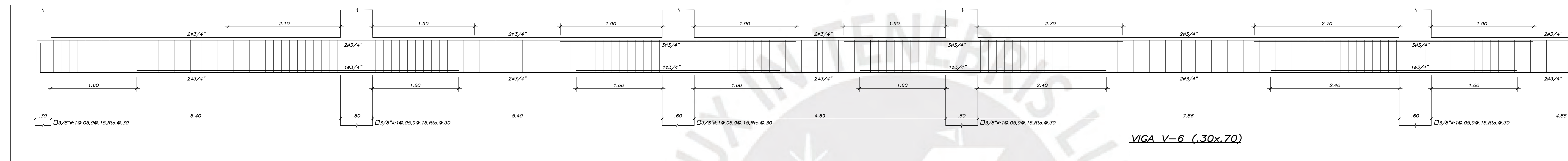
		PUCP PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROJ. N° : 1
		PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES	PROPIETARIO : PUCP	LAMINA N° : E-10
Nº FECHA : 	REVISIONES : 	ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS	PROFESIONAL : WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS	
		PLANO : ENCOFRADO DE VIGAS - I	ASISTENTE DE DISEÑO : 	
		DIBUJO : 	ESCALA : 1/30	
		FECHA : SEPTIEMBRE 2023		



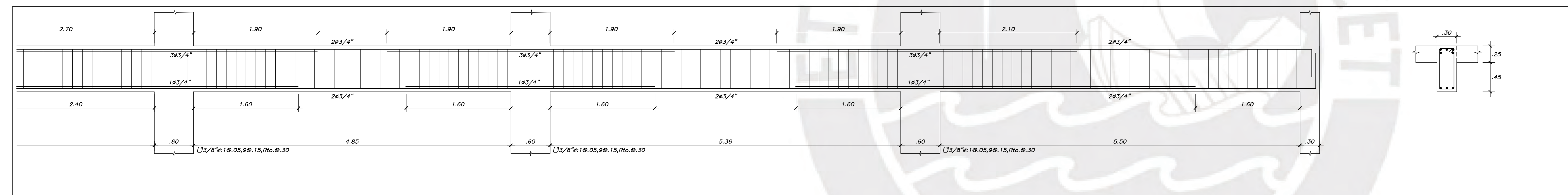
VIGA V-5 (.30x.70)



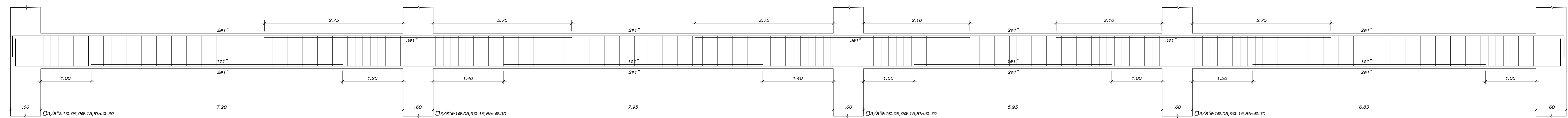
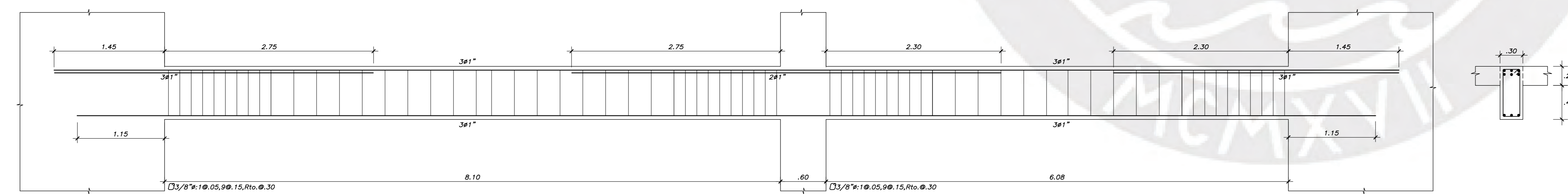
30x.70)



VIGA V-6 (.30x.70)




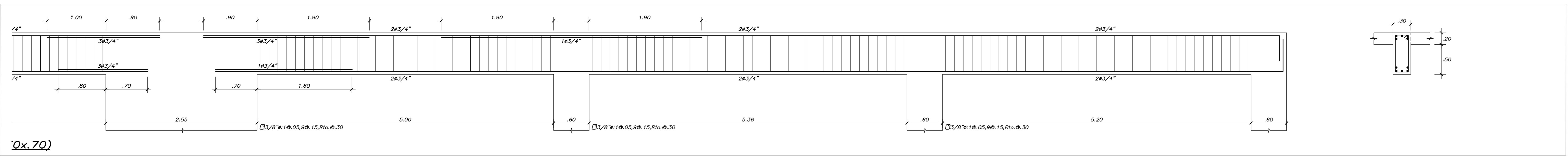
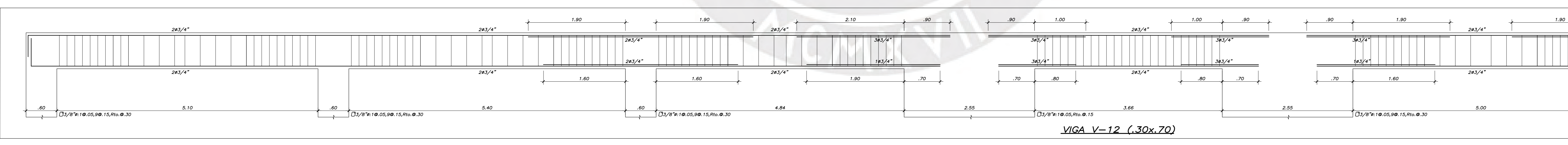
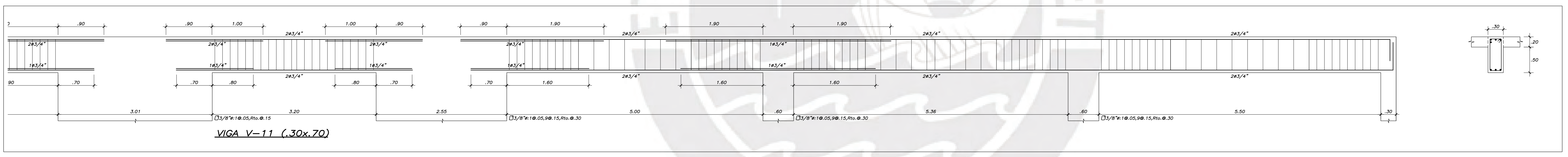
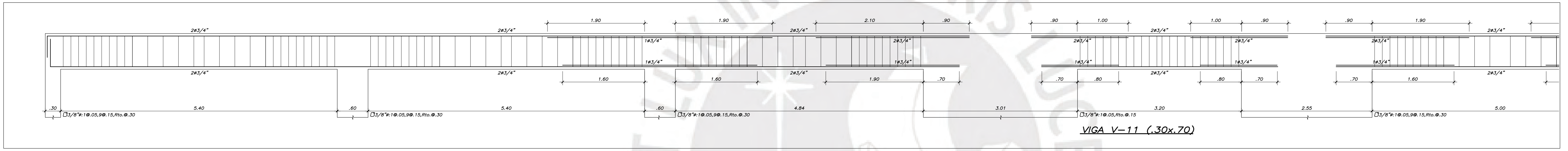
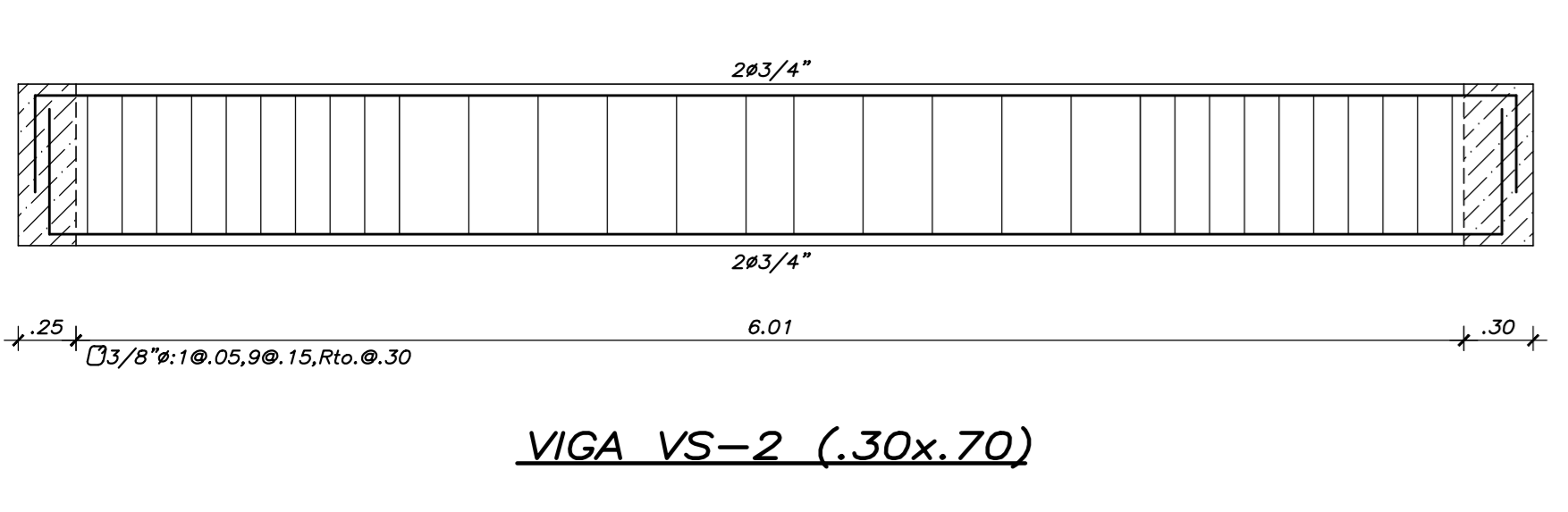
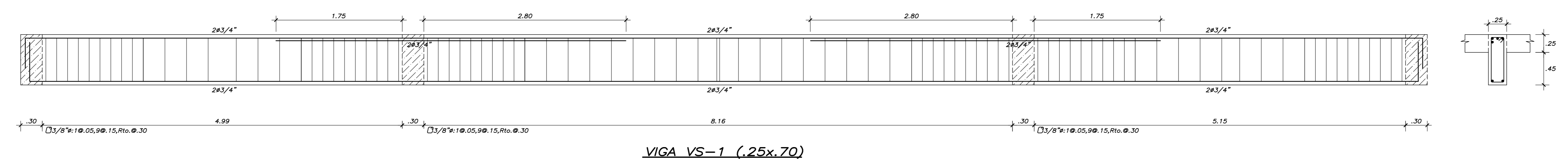
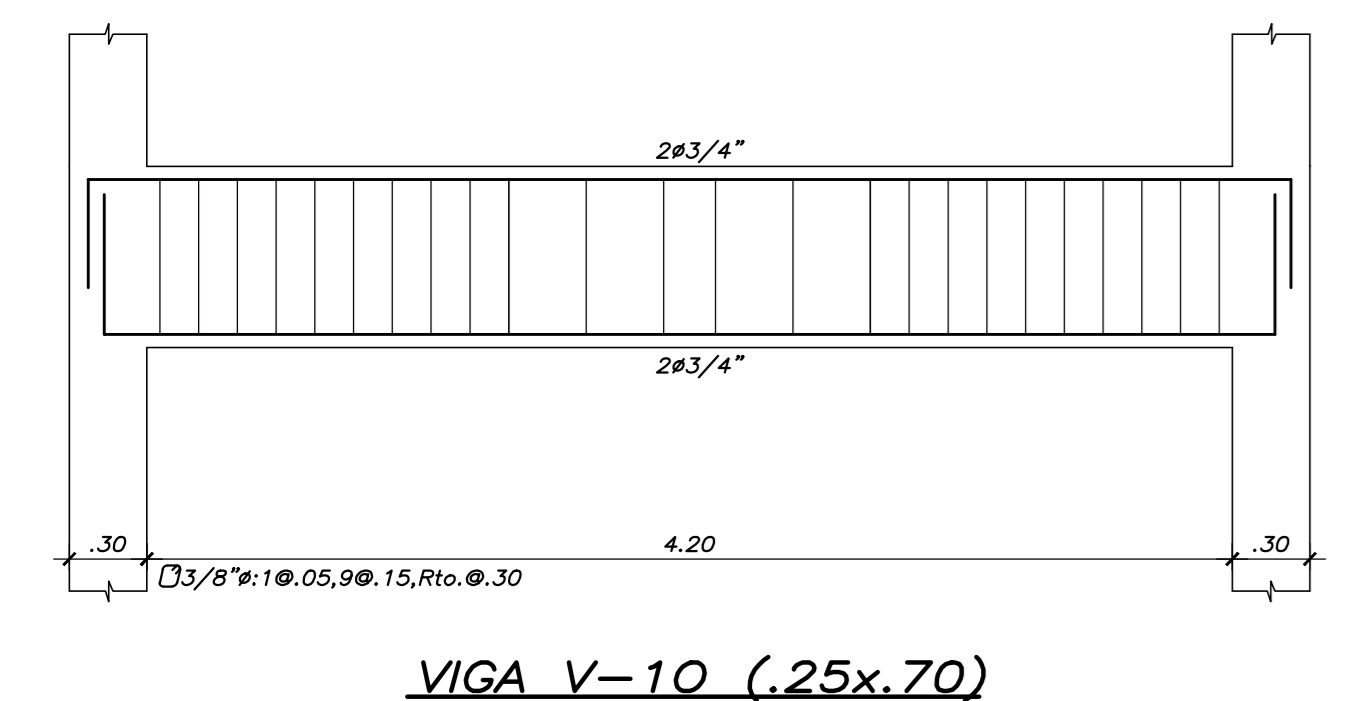
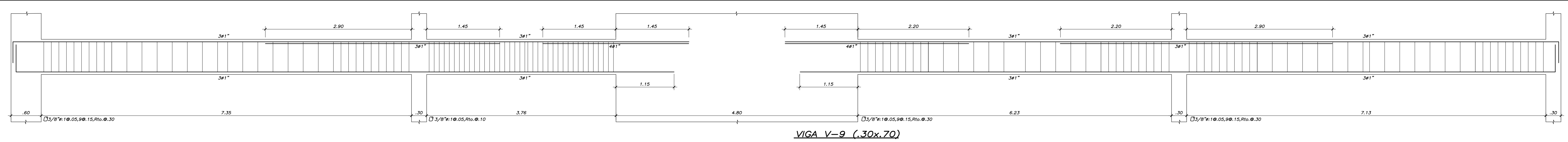
VIGA V-7 (.30x.70)



VIGA V-8 (.30x.70)

ESTE DISEÑO SE ENCUENTRA PROTEGIDO POR LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR D.L. 822. PROHIBIDA SU REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DEL AUTOR

 PUCP PONTIFICE CATOLICA DEL PERU		PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES PROPIETARIO : PUCP ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS PROFESIONAL : WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS PLANO : ENCOFRADO DE VIGAS - II ASISTENTE DE DISEÑO : DIBUJO : ESCALA : 1/30 FECHA : SEPTIEMBRE 2025		PROY. N° : 1 LAMINA N° : E-11
--	--	---	--	----------------------------------

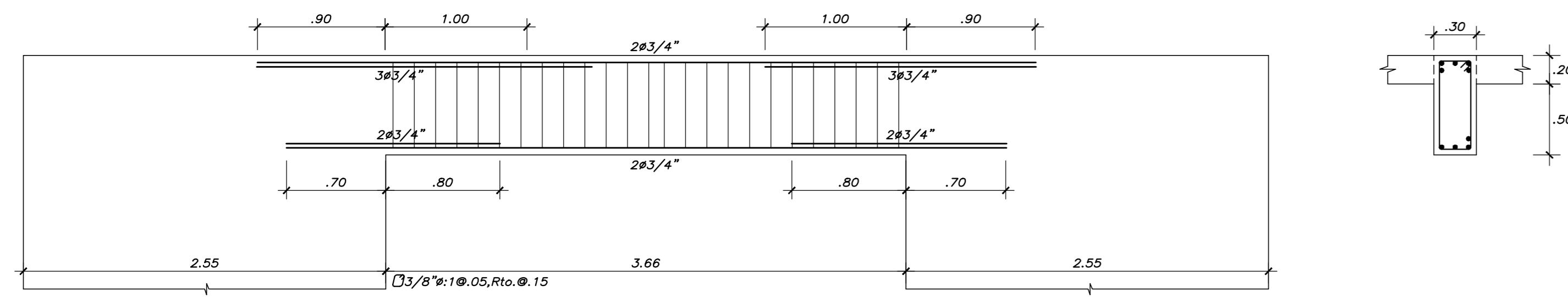


ESTE DISEÑO SE ENCUENTRA PROTEGIDO POR LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR D.L. 822. PROHIBIDA SU REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DEL AUTOR

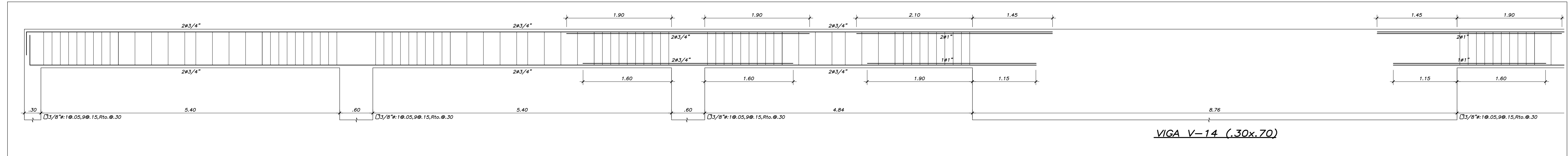
PUCP
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES
PROPIETARIO : PUCP
ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS
PROFESIONAL : WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS
PLANO : ENCOFRADO DE VIGAS - III
ASISTENTE DE DISEÑO : -
DIBUJO : -
ESCALA : 1/30
FECHA : SEPTIEMBRE 2025

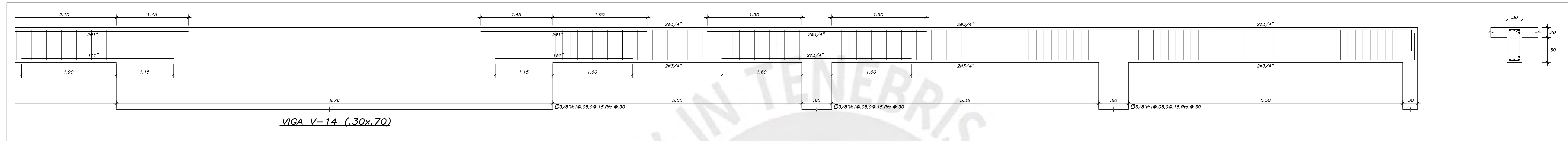
PROY. N° : 1
LAMINA N° : E-12



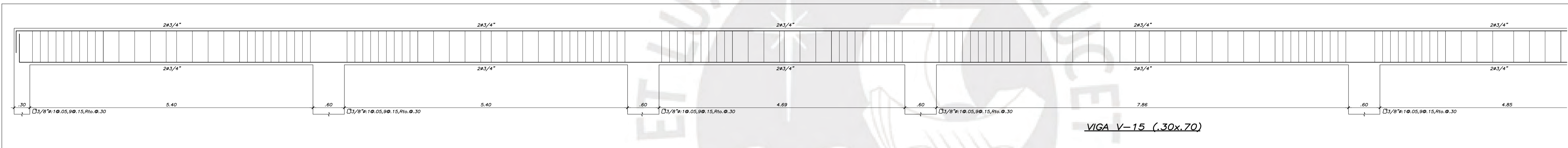
VIGA V-13 (.30x.70)



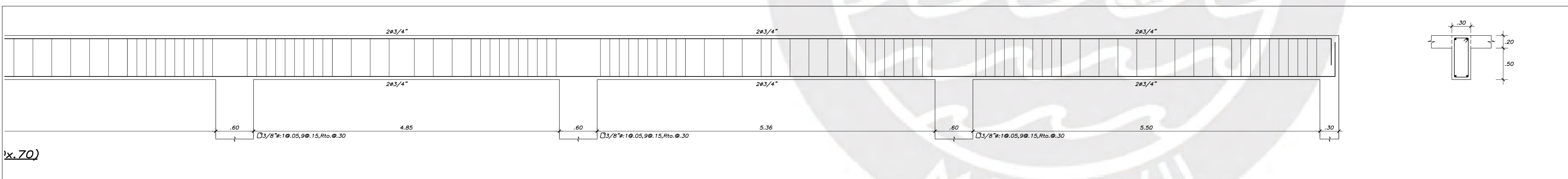
VIGA V-14 (.30x.70)



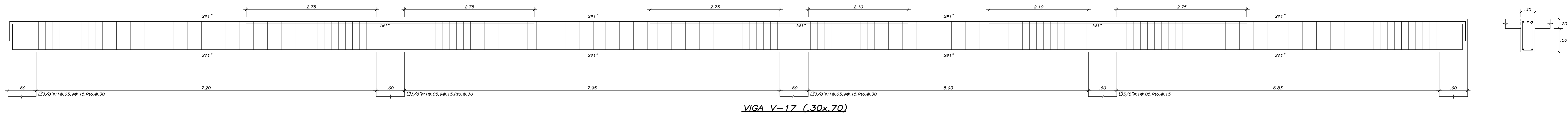
VIGA V-14 (.30x.70)



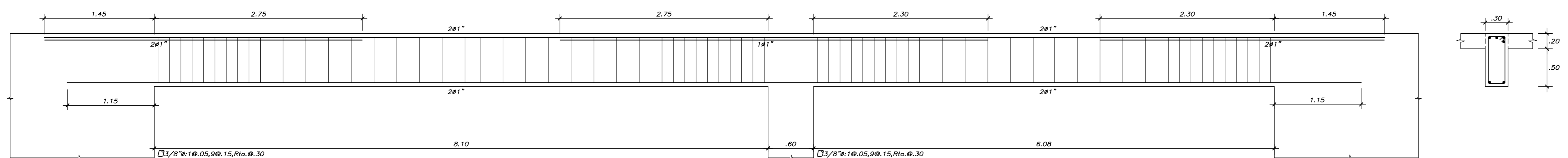
VIGA V-15 (.30x.70)



x.70)



VIGA V-17 (.30x.70)



VIGA V-16 (.30x.70)

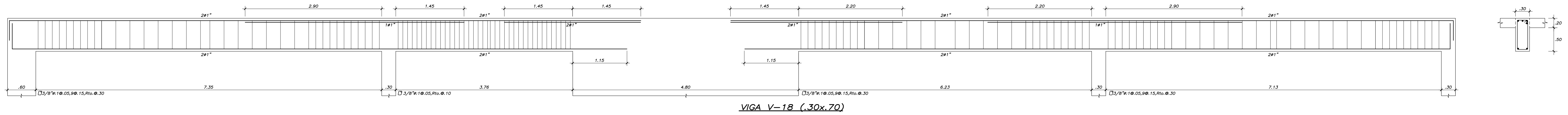
ESTE DISEÑO SE ENCUENTRA PROTEGIDO POR LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR D.L. 822. PROHIBIDA SU REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DEL AUTOR

PUCP
PONTIFICE CATOLICA DEL PERU

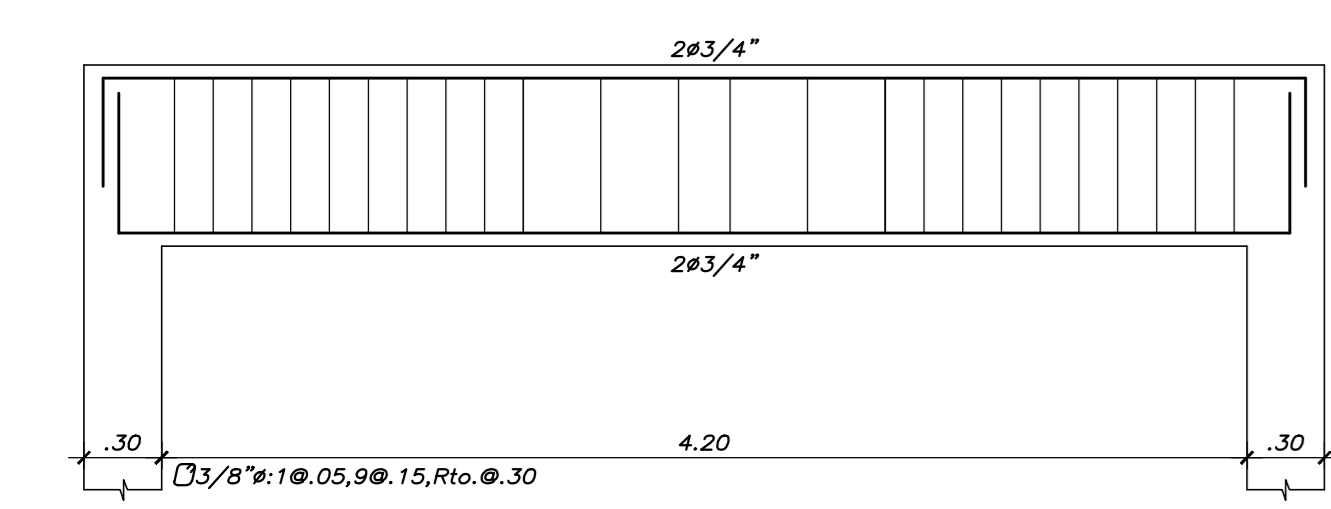
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN MIRAFLORES
PROPIETARIO : PUCP
ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS
PROFESIONAL : WILDER JHAIRD CAMARGO ERAS
PLANO : ENCOFRADO DE VIGAS - IV
ASISTENTE DE DISEÑO : -
DIBUJO : -
ESCALA : 1/30
FECHA : SEPTIEMBRE 2025

PROY. N° : 1
LAMINA N° : E-13

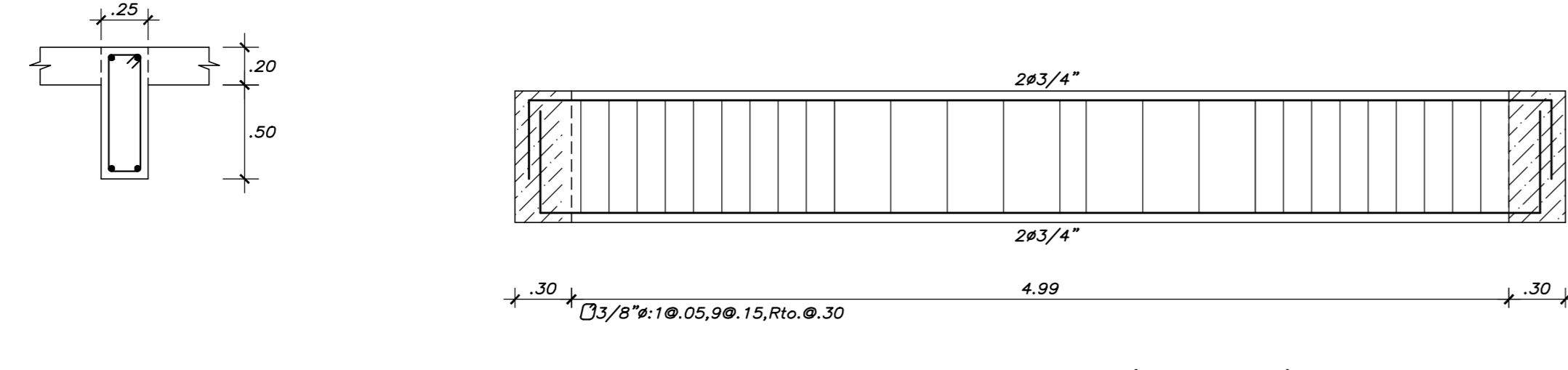
N°	FECHA	REVISIONES



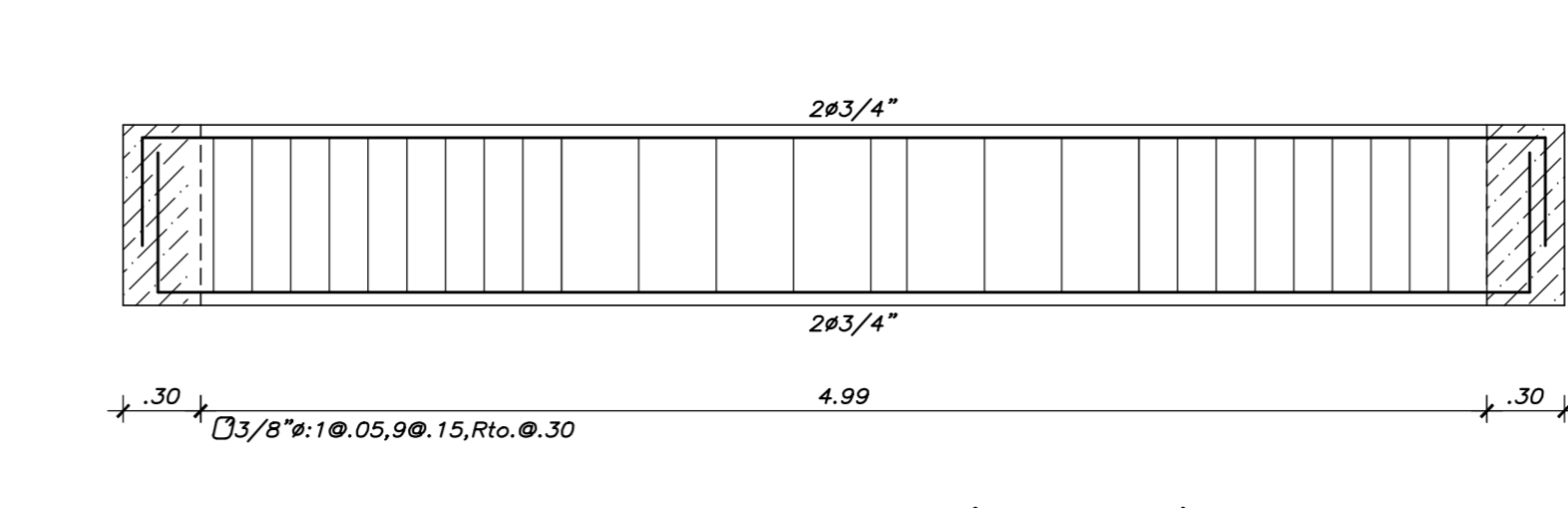
VIGA V-18 (.30x.70)



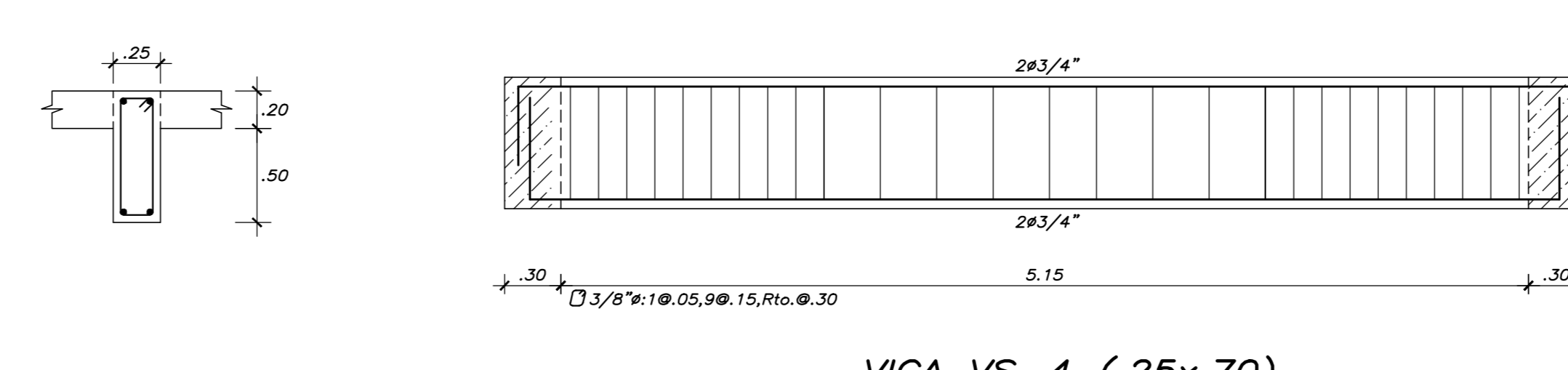
VIGA V-19 (.25x.70)



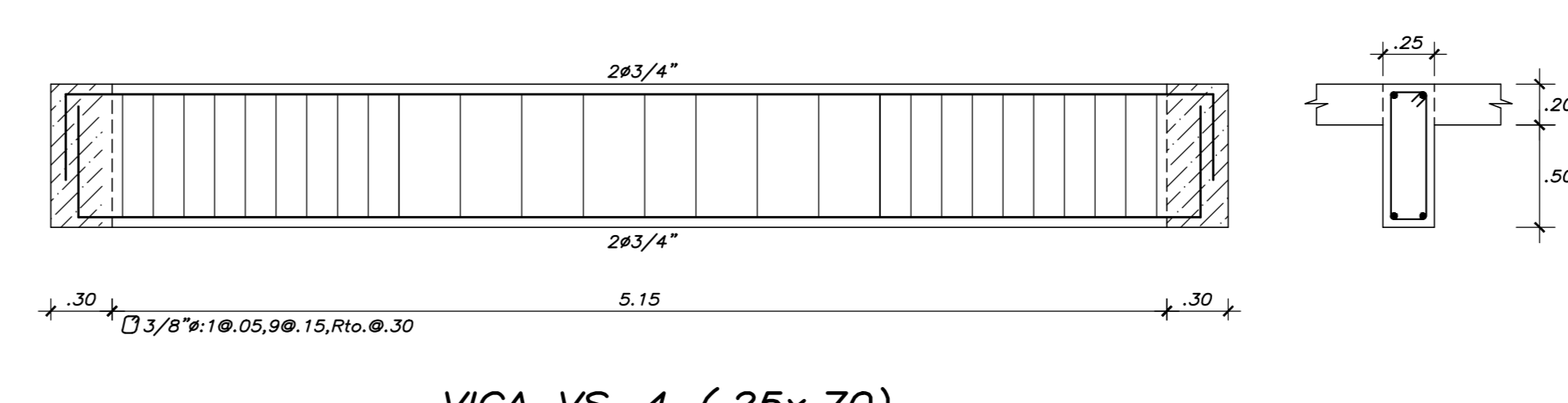
VIGA V-20 (.25x.50)



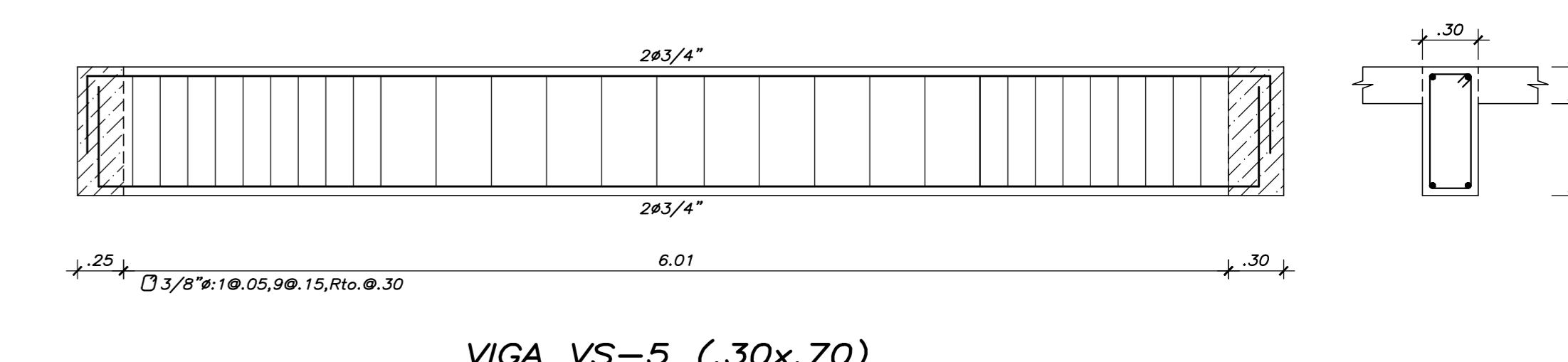
VIGA V-21 (.30x.50)



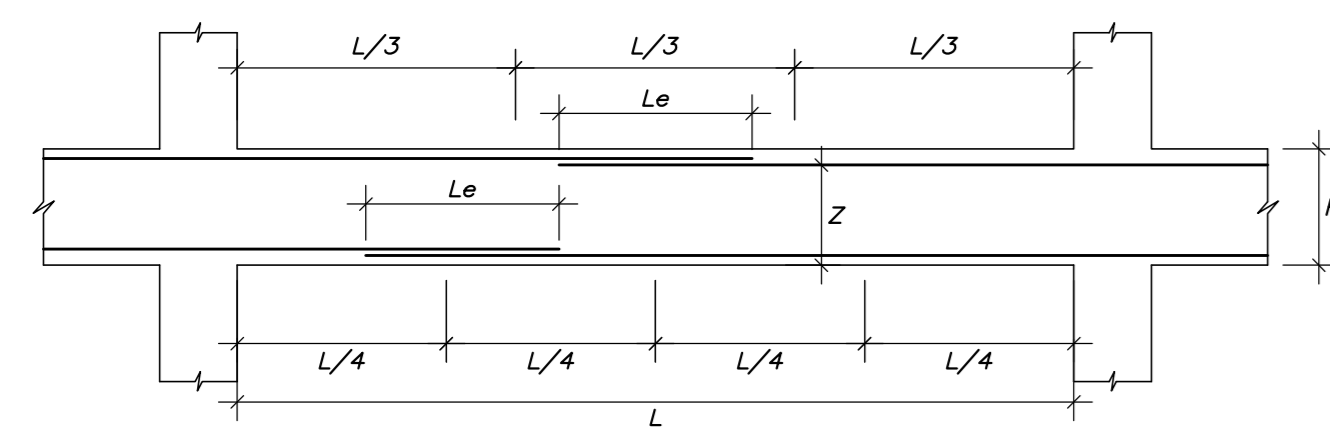
VIGA VS-3 (.25x.70)



VIGA VS-4 (.25x.70)



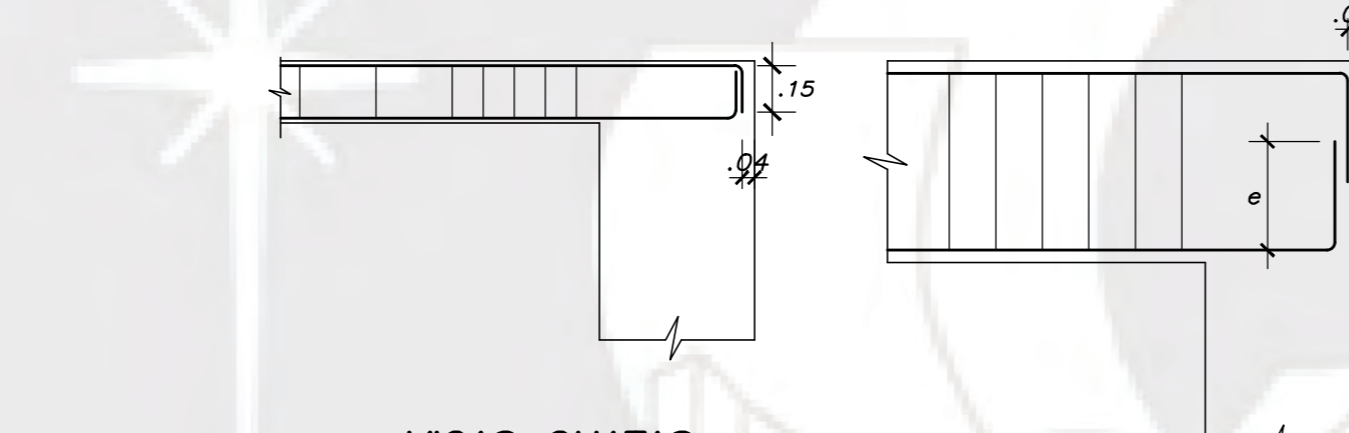
VIGA VS-5 (.30x.70)



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS y LOSAS

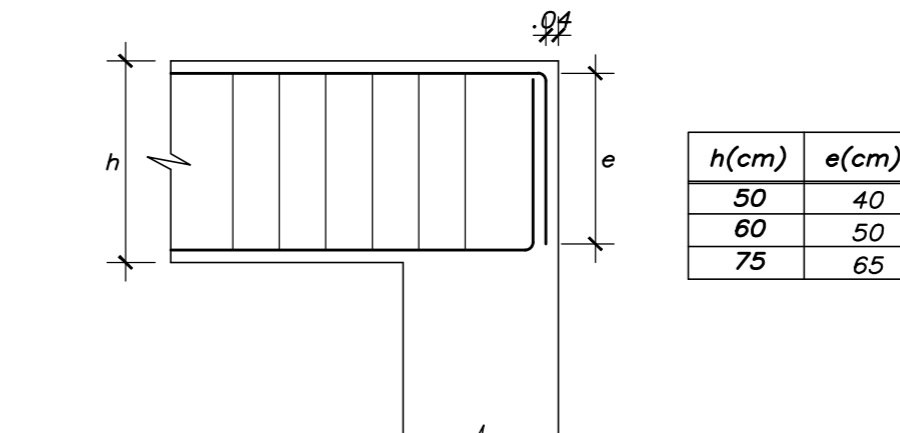
NOTA-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70% o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS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

Le(m) en función de f'c(kg/cm ²)						
Ø	210		280		350	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55	.35	.50	.30	.45
1/2"	.45	.60	.40	.55	.35	.50
5/8"	.60	.80	.55	.75	.50	.70
3/4"	.70	.95	.65	.90	.60	.85
1"	1.15	1.55	1.00	1.35	.90	1.20
1-3/8"	1.65	2.20	1.45	1.95	1.25	1.65



VIGAS CHATAS

VIGAS TIPICAS h < 50cm



VIGAS ESPECIALES h > 50cm PARA TODO Ø

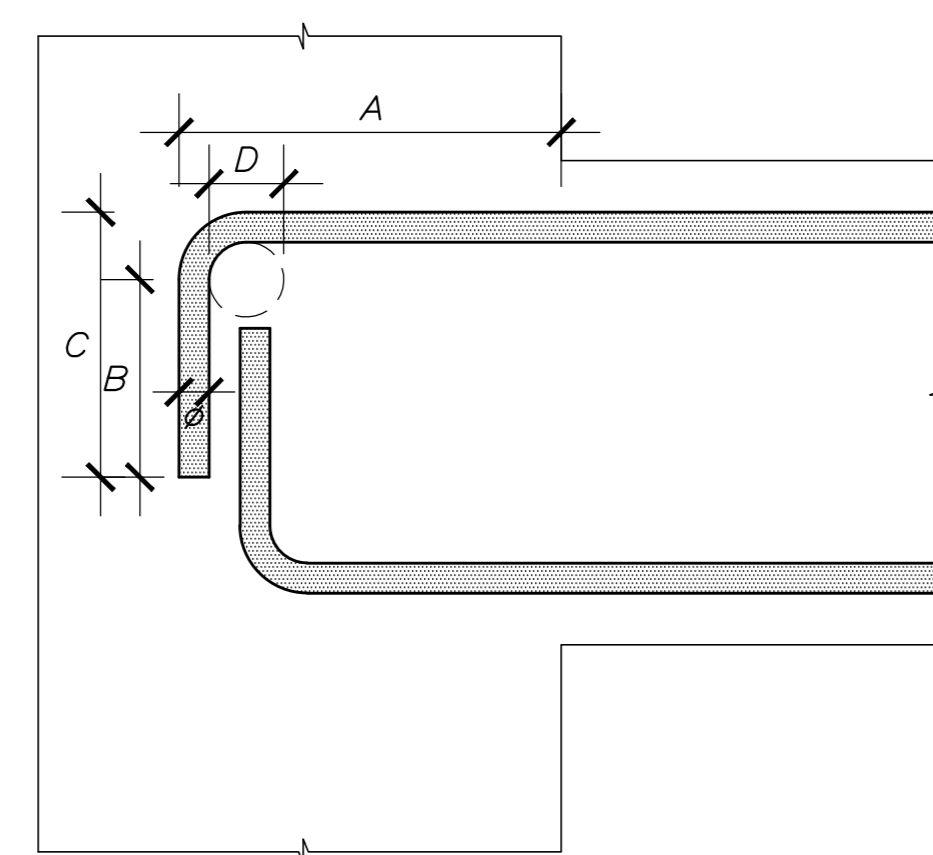
DETALLES ANCLAJES DE VIGAS - GANCHO ESTÁNDAR

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS

Ø	d(cm)	A(cm) en función del f'c			B(cm)=12d
		210	280	350	
Ø3/8"	0.95	20	20	20	12
Ø1/2"	1.27	30	25	30	16
Ø5/8"	1.59	35	30	35	20
Ø3/4"	1.91	45	40	45	23
Ø1"	2.54	55	50	55	31
Ø1-3/8"	3.58	80	70	80	43

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS

Ø	d(cm)	A(cm) en función del f'c			C(cm)=12d+D/2
		210	280	350	
Ø3/8"	0.95	20	20	20	15
Ø1/2"	1.27	30	25	30	20
Ø5/8"	1.59	35	30	35	25
Ø3/4"	1.91	45	40	45	30
Ø1"	2.54	55	50	55	40
Ø1-3/8"	3.58	80	70	80	60

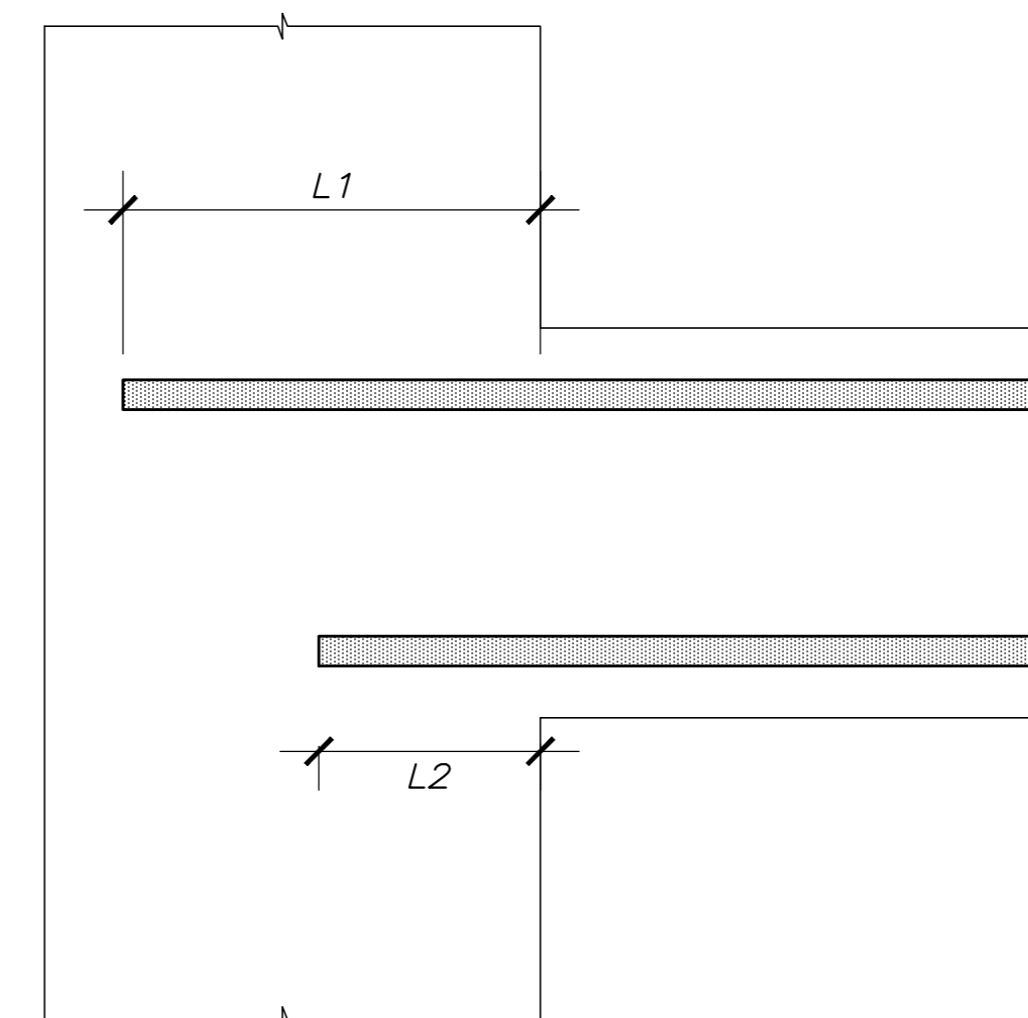


ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS

Ø	d(cm)	L1(cm) en función del f'c		
		210	280	350
Ø3/8"	0.95	45	40	35
Ø1/2"	1.27	60	50	50
Ø5/8"	1.59	75	65	60
Ø3/4"	1.91	90	80	70
Ø1"	2.54	145	125	115
Ø1-3/8"	3.58	205	180	160

ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS

Ø	d(cm)	L2(cm) en función del f'c		
		210	280	350
Ø3/8"	0.95	35	30	30
Ø1/2"	1.27	45	40	35
Ø5/8"	1.59	60	50	45
Ø3/4"	1.91	70	60	55
Ø1"	2.54	115	100	90
Ø1-3/8"	3.58	160	140	125



DIÁMETROS DE DOBLADO

Ø	Diámetros de Doblado	
	d(cm)	D(cm)=6d
Ø3/8"	0.95	5.8
Ø1/2"	1.27	7.7
Ø5/8"	1.59	9.6
Ø3/4"	1.91	11.5
Ø1"	2.54	15.3
Ø1-3/8"	3.58	28.7(*)

(*) 8d