

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Pablo Martin Calero Gabriel

Percy Manuel Apaza Gamero

ASESOR:

Renzo Noriega Barrueto

Lima, Abril, 2023

Informe de Similitud

Yo,Renzo Noriega Barrueto.....,

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

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

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS.....,

del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

.....Pablo Martin Calero Gabriel.....,


.....Percy Manuel Apaza Gamero.....,

.....

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 9%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 03/11/2023.
- 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, 03 de noviembre del 2023.....

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

RESUMEN

En el siguiente proyecto de tesis, se desarrolla el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de ocho pisos con estacionamientos en la parte exterior del edificio. El primer piso cuenta con un pasadizo hacia las escaleras y el ascensor, seguido por los pisos superiores con plantas típicas. El proyecto está ubicado en la Calle La Emancipación Mz. "F" Lote #3, en el distrito de Surco, Provincia de Lima, dentro del área Metropolitana.

El terreno tiene una superficie rectangular con un área de 1660 m^2 , y todos los pisos tienen un área techada de 591 m^2 . Además, el suelo tiene una capacidad portante de 4 kg/cm^2 a 1.20 m de profundidad con respecto al nivel del piso terminado del primer piso.

El edificio consta de cuatro tipos de departamento con 209 m^2 , 141 m^2 , 188 m^2 y 75 m^2 , respectivamente. En el primer piso se tiene los dos primeros tipos de departamento que se repiten, dando un total de cuatro departamentos, mientras que en los pisos superiores se encuentran los otros dos tipos de departamentos que se repiten, dando un total de cuatro departamentos por piso típico. En total, el edificio cuenta con treinta y dos departamentos. Además de las áreas comunes, estacionamientos, sistema de cisterna, y la azotea donde se ubica el cuarto de máquinas del ascensor.

La estructura del edificio se compone por muros de corte en las dos direcciones para controlar los desplazamientos laterales provenientes del sismo. También está conformada por columnas y vigas peraltadas formando pórticos; en cada piso se tienen losas que, en conjunto con las vigas peraltadas, conforman los diafragmas que reparten las fuerzas laterales del sismo hacia las columnas y placas. Todos estos elementos están cimentados bajo zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas. Además, también se ha tenido en consideración la escalera, cisterna enterrada y cuarto de máquinas del ascensor.

Para el análisis estructural, se utilizó el programa ETABS 2018 para realizar el modelado de la estructura siguiendo los lineamientos y consideraciones de la norma E.030 de diseño sismorresistente. Asimismo, para el análisis se tuvieron en cuenta los efectos de gravedad y sismo de acuerdo a la norma E.020 de cargas y la norma E.030 de diseño sismorresistente, respectivamente. En cuanto al análisis de la cimentación, se utilizó el programa SAFE 2016 para modelarla y llevar a cabo el análisis mediante el método de elementos finitos.

Por último, para el diseño de los elementos de concreto armado del edificio (losas aligeradas, losas macizas en dos direcciones, vigas peraltadas, columnas, placas, zapatas, escalera, cisterna y losa maciza del cuarto de máquinas del ascensor), se han seguido fielmente los requerimientos de la Norma E.060 de concreto armado.

A mis padres, Percy y Elena;
por sus consejos, apoyo incondicional y constante aliento
a lo largo de toda mi vida.

A mis padrinos,
por todo el apoyo que siempre me brindaron.

A mis amigos,
por los recuerdos, anécdotas y apoyo brindado tanto en la etapa universitaria
como en el desarrollo del presente proyecto.

Manuel Apaza

A mis padres, Pablo y María;
por su esfuerzo, apoyo incondicional, su suma confianza y gran esperanza
a lo largo de mi vida universitaria.

A mi hermana,
por su ayuda y compañía brindada en los últimos años de mi carrera,

A mis amigos y novia,
que siempre estuvieron y están dándome sus consejos y apoyo.

Pablo Calero

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN.....	1
2	ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO Y ARQUITECTURA DEL EDIFICIO	1
2.1	Descripción general y arquitectónica del edificio.....	1
2.2	Características de sitio	4
2.3	Cargas y método de diseño	4
2.4	Diseño por Resistencia.....	5
2.5	Aspectos geotécnicos.....	6
2.6	Materiales seleccionados	6
3	PRE DIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN	8
3.1	Criterios de estructuración	8
3.2	Pre dimensionamiento de elementos estructurales	10
3.2.1	Pre dimensionamiento de Losas Aligeradas.....	11
3.2.2	Pre dimensionamiento de Losas Macizas.....	12
3.2.3	Pre dimensionamiento de vigas peraltadas.....	12
3.2.4	Pre dimensionamiento de columnas	13
3.2.5	Pre dimensionamiento de muros de concreto	14
3.2.6	Pre dimensionamiento de escalera.....	15
3.2.7	Pre dimensionamiento de cisterna	15
4	ANÁLISIS SÍSMICO.....	17
4.1	Parámetros Sísmicos	17
4.1.1	Zonificación.....	17
4.1.2	Condiciones Geotécnicas.....	17
4.1.3	Factores de Amplificación Sísmica (C).....	17
4.1.4	Categoría de la edificación y factor de uso (U).....	18
4.1.5	Sistema estructural.....	18

4.1.6	Factores de irregularidad	18
4.2	Modelo Estructural	22
4.3	Análisis Modal	23
4.4	Análisis Estático	25
4.5	Análisis Dinámico.....	27
4.5.1	Fuerza cortante mínima	28
4.6	Derivas y Desplazamiento máximos.....	29
4.7	Junta Sísmica	30
4.8	Verificación de Irregularidad de Rigidez.....	31
4.9	Verificación de Irregularidad Torsional	32
5	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	33
5.1	Diseño por flexión	33
5.2	Diseño por corte.....	35
5.3	Corte y doblado de acero de refuerzo	36
5.4	Refuerzo por contracción y temperatura.....	37
5.5	Control de deflexiones	37
5.6	Ejemplo de diseño de losa aligerada.....	40
6	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	46
6.1	Diseño por Flexión.....	46
6.2	Diseño por corte.....	46
6.3	Ejemplo de diseño de losa maciza	46
7	DISEÑO DE VIGAS	51
7.1	Diseño de vigas peraltadas.....	51
7.1.1	Diseño por flexión	51
7.1.2	Diseño por cortante.....	52
7.1.3	Corte de varillas de refuerzo.....	54
7.1.4	Control de deflexiones.....	55

7.1.5	Empalmes	56
7.1.6	Ejemplo de diseño de vigas	57
7.1.7	Ejemplo de diseño de viga sísmica.....	61
7.2	Diseño de vigas chatas	64
7.2.1	Ejemplo de diseño de vigas chatas	64
8	DISEÑO DE COLUMNAS.....	67
8.1	Diseño por Flexocompresión	67
8.2	Diseño por Cortante	67
8.3	Efectos de Esbeltez	69
8.4	Ejemplo de diseño de columna	69
9	DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO	75
9.1	Diseño por flexo-compresión.....	75
9.2	Diseño por cortante	75
9.3	Elementos de borde.....	76
9.4	Ejemplo de diseño.....	77
10	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	84
10.1	Dimensionamiento	84
10.2	Distribución de presiones	85
10.3	Diseño por punzonamiento.....	86
10.4	Diseño por cortante	87
10.5	Diseño por flexión.....	88
10.6	Ejemplo de diseño de zapata aislada	88
10.7	Ejemplo de diseño de zapata combinada.....	92
10.8	Diseño de viga de cimentación.....	96
10.8.1	Ejemplo de diseño de viga de cimentación	96
11	DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES	100
11.1	Diseño de Escalera	100

11.1.1	Ejemplo de diseño de escalera.....	100
11.2	Diseño de la losa del cuarto de máquinas del ascensor.....	102
11.2.1	Ejemplo de diseño de losa de cuarto de máquinas de ascensor.....	102
11.3	Diseño de Cisterna	104
11.3.1	Ejemplo de diseño de Muros:	105
12	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	109
13	BIBLIOGRAFÍA.....	112



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Cargas utilizadas.</i>	5
Tabla 2 <i>Factores de reducción según solicitud.</i>	6
Tabla 3 <i>Peralte de losas aligeradas según recomendaciones (Blanco, 1994).</i>	11
Tabla 4 <i>Pre-dimensionamiento de Columnas por carga axial.</i>	14
Tabla 5 <i>Dotación diaria de agua según número de dormitorios por departamento.</i> ...	15
Tabla 6 <i>Dotación de Agua para el Edificio.</i>	16
Tabla 7 <i>Parámetros de sismo.</i>	22
Tabla 8 <i>Periodos y masas participativas.</i>	24
Tabla 9 <i>Análisis traslacional eje X.</i>	24
Tabla 10 <i>Análisis traslacional eje Y.</i>	25
Tabla 11 <i>Peso sísmico del edificio.</i>	26
Tabla 12 <i>Fuerzas sísmicas por nivel obtenidas del ETABS.</i>	27
Tabla 13 <i>Cortante basal estática de Edificación.</i>	27
Tabla 14 <i>Valores de aceleración espectral.</i>	28
Tabla 15 <i>Cortante basal mínima y factor de escalamiento.</i>	29
Tabla 16 <i>Porcentaje de fuerza cortante resistida por muros de concreto.</i>	29
Tabla 17 <i>Derivas de entrepiso y desplazamientos máximos en dirección X.</i>	30
Tabla 18 <i>Derivas de entrepiso y desplazamientos máximos en dirección Y.</i>	30
Tabla 19 <i>Cálculo de junta sísmica.</i>	31
Tabla 20 <i>Verificación de irregularidad de piso blando en dirección X.</i>	31
Tabla 21 <i>Verificación de irregularidad de piso blando en dirección Y.</i>	31
Tabla 22 <i>Verificación de irregularidad torsional en dirección X.</i>	32
Tabla 23 <i>Verificación de irregularidad torsional en dirección Y.</i>	32
Tabla 24 <i>Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.</i>	38
Tabla 25 <i>Deflexiones máximas admisibles (Norma E.060, 2020).</i>	39
Tabla 26 <i>Metrado de cargas en vigueta.</i>	40
Tabla 27 <i>Diseño por flexión de losa aligerada.</i>	41
Tabla 28 <i>Cálculo de inercia efectiva.</i>	44
Tabla 29 <i>Deflexiones inmediatas y diferidas.</i>	44
Tabla 30 <i>Metrado de cargas en losa maciza.</i>	48
Tabla 31 <i>Diseño por flexión en losa maciza en dirección X.</i>	49
Tabla 32 <i>Diseño por flexión en losa maciza en dirección Y.</i>	49

Tabla 33	<i>Verificación por cortante en losa maciza.</i>	50
Tabla 34	<i>Longitudes de Anclaje en Tracción – Barras Inferiores.</i>	54
Tabla 35	<i>Longitudes de Anclaje en Tracción – Barras Superiores.</i>	55
Tabla 36	<i>Empalmes para vigas según el diámetro (Blanco, 1994).</i>	56
Tabla 37	<i>Cargas lineales de la Viga VT-20.</i>	58
Tabla 38	<i>Cargas concentradas actuantes en viga VT-20.</i>	58
Tabla 39	<i>Diseño por flexión de viga VT-20.</i>	59
Tabla 40	<i>Verificación por cortante VT-20.</i>	60
Tabla 41	<i>Requerimiento de estribos en viga VT-20.</i>	61
Tabla 42	<i>Metrado de cargas en viga chata.</i>	64
Tabla 43	<i>Diseño por flexión de viga chata.</i>	65
Tabla 44	<i>Verificación efecto de esbeltez.</i>	70
Tabla 45	<i>Cargas en servicio de columna C-10.</i>	71
Tabla 46	<i>Combinaciones de carga de columna C-10.</i>	71
Tabla 47	<i>Cálculo de la fuerza cortante de diseño para Columna C-10.</i>	73
Tabla 48	<i>Cálculo del espaciamiento de estribos para Columna C-10.</i>	74
Tabla 49	<i>Cargas de Placa PL-3 en el primer piso obtenidas del análisis.</i>	78
Tabla 50	<i>Combinaciones de carga del primer piso de la Placa PL-3.</i>	78
Tabla 51	<i>Combinaciones de carga del primer piso de la Placa PL-3.</i>	81
Tabla 52	<i>Cargas de servicio de la Columna C-10.</i>	89
Tabla 53	<i>Esfuerzos por gravedad y sismo.</i>	90
Tabla 54	<i>Esfuerzos máximos en dirección X e Y.</i>	90
Tabla 55	<i>Cargas de servicio de elementos verticales en zapata.</i>	92
Tabla 56	<i>Diseño por flexión de zapata combinada - Dirección X.</i>	94
Tabla 57	<i>Diseño por flexión de zapata combinada - Dirección Y.</i>	94
Tabla 58	<i>Diseño por flexión en viga de cimentación.</i>	98
Tabla 59	<i>Metrado de cargas para escalera.</i>	100
Tabla 60	<i>Diseño por flexión del los tramos de la escalera.</i>	101
Tabla 61	<i>Metrado de cargas en losa maciza.</i>	102
Tabla 62	<i>Diseño por flexión del muro de cisterna.</i>	107

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Vista Frontal del edificio.....	1
<i>Figura 2.</i> Plano de arquitectura del primer piso.....	2
<i>Figura 3.</i> Plano de arquitectura piso típico (2° al 7° piso).....	3
<i>Figura 4.</i> Encofrado del primer piso.	10
<i>Figura 5.</i> Irregularidad de esquinas entrantes.	21
<i>Figura 6.</i> Modelo Tridimensional en ETABS 18.....	23
<i>Figura 7.</i> Espectro de aceleraciones. Periodo vs Pseudo-Aceleración Espectral.....	28
<i>Figura 8.</i> Detalle de aligerado convencional.....	33
<i>Figura 9.</i> Sección de Aligerado.....	34
<i>Figura 10.</i> Vista en planta de ensanche corrido y alternado.	36
<i>Figura 11.</i> Esquema de corte de acero típico en aligerado.	37
<i>Figura 12.</i> Ubicación de la vigueta para el análisis.	40
<i>Figura 13.</i> Diagrama de momentos flectores (DMF) – Caso empotrado.....	41
<i>Figura 14.</i> Diagrama de momentos flectores (DMF) – Caso apoyado.	41
<i>Figura 15.</i> Diagrama de fuerza cortante – caso empotrado.	42
<i>Figura 16.</i> Diagrama de fuerza cortante – caso empotrado.	42
<i>Figura 17.</i> Diagrama de fuerza cortante – caso empotrado.	45
<i>Figura 18.</i> Ubicación de la losa maciza.	47
<i>Figura 19.</i> Modelo de losa maciza.	47
<i>Figura 20.</i> Momentos flectores en losa maciza - dirección X.....	48
<i>Figura 21.</i> Momentos flectores en losa maciza - dirección Y.....	49
<i>Figura 22.</i> Diseño final de losa maciza.....	50
<i>Figura 23.</i> Fuerza cortante de diseño en vigas.....	53
<i>Figura 24.</i> Requerimientos de estribos en vigas.	54
<i>Figura 25.</i> Corte de acero para momentos positivos y negativos.	55
<i>Figura 26.</i> Empalmes traslapados para vigas peraltadas (Blanco, 1994).....	56
<i>Figura 27.</i> Ubicación de Viga VT-22.	57
<i>Figura 28.</i> Envoltorio de momentos flectores (Ton-m).....	58
<i>Figura 29.</i> Envoltorio de fuerza cortante (Ton).	60
<i>Figura 30.</i> Diseño final de Viga VT-20.	63
<i>Figura 31.</i> Ubicación Viga Chata.	64
<i>Figura 32.</i> Diagrama de Momento Flector.....	65
<i>Figura 33.</i> Diagrama de Fuerza Cortante.....	66

<i>Figura 34.</i> Diseño final de viga chata.	66
<i>Figura 35.</i> Esquema de cálculo para cortante última de diseño.	68
<i>Figura 36.</i> Ubicación de Columna C-10.	70
<i>Figura 37.</i> Sección transversal Columna C-10 (Piso 1 a 3).	72
<i>Figura 38.</i> Diagrama de Interacción para Sismo X (P vs M 2-2).	72
<i>Figura 39.</i> Diagrama de Interacción para Sismo Y (P vs M 3-3).	73
<i>Figura 40.</i> Sección transversal Columna C-10 (Piso 1 a 3).	74
<i>Figura 41.</i> Ubicación de Placa PL-3.	77
<i>Figura 42.</i> Diagrama de interacción para Sismo X (P vs M 3-3).	79
<i>Figura 43.</i> Diagrama de interacción para Sismo Y (P vs M 3-3).	80
<i>Figura 44.</i> Diseño final de Placa PL-02.	83
<i>Figura 45.</i> Esquema de sección para el dimensionamiento	85
<i>Figura 46.</i> Esquema de sección para diseño por punzonamiento.	86
<i>Figura 47.</i> Esquema de sección para diseño por corte.	87
<i>Figura 48.</i> Esquema de sección para diseño por flexión.	88
<i>Figura 49.</i> Planta de cimentación.	89
<i>Figura 50.</i> Diseño final de zapata aislada.	92
<i>Figura 51.</i> Esfuerzos en el suelo por cargas de servicio.	93
<i>Figura 52.</i> Momentos Flectores en dirección X e Y.	94
<i>Figura 53.</i> Diseño final de zapata combinada.	95
<i>Figura 54.</i> Diseño final de zapata combinada.	96
<i>Figura 55.</i> Ubicación de viga de cimentación VC-3.	97
<i>Figura 56.</i> Diagrama de momentos flectores de VC-03.	97
<i>Figura 57.</i> Diagrama de momentos flectores de VC-03.	98
<i>Figura 58.</i> Diseño final de viga de cimentación VC-01.	99
<i>Figura 59.</i> Diagrama de fuerza cortante y momentos flectores en escalera.	101
<i>Figura 60.</i> Diseño final de tramo típico.	102
<i>Figura 61.</i> Momentos Flectores en dirección X e Y.	103
<i>Figura 62.</i> Diseño final de losa maciza del cuarto de máquinas.	104
<i>Figura 63.</i> Momentos generados por el empuje del suelo.	105
<i>Figura 64.</i> Empuje aplicado a modelo de cisterna.	106
<i>Figura 65.</i> Momento flector en muro de cisterna.	106
<i>Figura 66.</i> Diseño final de muro de cisterna.	108

Notación

Los términos en la siguiente lista se utilizan en el presente documento

a	=	profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, Capítulo 5.
A_g	=	área bruta de la sección. Para una sección con vacíos, es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos,
A_i	=	área de influencia del elemento estructural, Capítulo 3.
A_o	=	área de sección crítica para zapatas, Capítulo 10.
A_s	=	área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción por flexión, mm ²
A_{sb}	=	área de acero para la falla balanceada, Capítulo 5.
$A_{s_{max}}$	=	área máxima de refuerzo de flexión, Capítulos 5, 6 y 7.
$A_{s_{min}}$	=	área mínima de refuerzo de flexión, Capítulos 5, 6 y 7.
A_{st}	=	área total de refuerzo longitudinal no preesforzado (barras o perfiles de acero), Capítulos 5, 6 y 7.
A_t	=	área tributaria del elemento estructural, Capítulo 3.
A_v	=	área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s , Capítulo 7.
b	=	ancho de la cara en compresión del elemento
b_o	=	perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas, Capítulo 10.
b_w	=	ancho del alma o diámetro de la sección circular, Capítulos 5, 6 y 7.
c	=	distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm
cp	=	espesor de contrapaso de escalera, Capítulo 11.
CM	=	cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes
CS	=	efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes
CV	=	cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes
CU	=	Combinación de cargas por efecto de cargas de gravedad y sismo respectivamente.
d	=	distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, Capítulos 5, 6, 7, 8, 9 y 10.
d'	=	distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, Capítulos 5, 6, 7, 8, 9 y 10.
db	=	diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, Capítulos 5, 6, 7, 8, 9 y 10.
E_c	=	módulo de elasticidad del concreto, Capítulo 2.
EI	=	rigidez a la flexión de una sección, Capítulo 2.

E_s =	módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural, Capítulo 2.
f'_c =	resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa
f'_{cr} =	resistencia promedio a la compresión requerida del concreto, empleada como base para la dosificación del concreto, MPa
f_r =	módulo de ruptura del concreto, Capítulo 5.
f_s =	esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, MPa
f_y =	resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa
h =	espesor total o altura de un elemento, Capítulos 5, 6, 7, 8, 9, 10.
h_m =	altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior del segmento del muro considerado.
h_f =	espesor o altura del ala superior de la vigueta del aligerado, Capítulo 5
h_{min} =	espesor o altura mínima de un elemento, Capítulos 5, 6, 7, 8, 9, 10.
I =	momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, mm ⁴
I_a =	Coefficiente de la irregularidad en altura, Capítulo 4.
I_{cr} =	momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto, mm ⁴
I_e =	momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones, Capítulo 5.
I_g =	momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo, Capítulo 5.
I_p =	Coefficiente de la irregularidad en planta, Capítulo 4.
k_{lat} =	Rigidez lateral en los elementos verticales, Ton/m, Capítulo 4.
k_a =	Coefficiente estático del suelo, Capítulo 11.
l =	luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo, mm
ld =	longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado o torones de preesfuerzo, Capítulo 5, 6, 7, 8 y 9.
ldg =	longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el concreto entre la sección crítica y el inicio del gancho – punto de tangencia – más el radio interno del doblez y un diámetro de barra), Capítulos 5, 6, 7, 8 y 9.
lm =	longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante, Capítulo 9.
ln =	luz libre medida entre caras de los apoyos, Capítulos 5, 7, 8.

$l_o =$	longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial, mm
$L_o =$	intensidad de carga viva reducida, Capítulo 3.
$L_r =$	intensidad de carga viva sin reducir, Capítulo 3.
$M_{cr} =$	momento de fisuración, Capítulo 5.
$M_n =$	momento nominal a flexión en la sección, Capítulo 7.
$M_{pr} =$	resistencia probable a flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de f_y y un factor de reducción de la resistencia
$M_s =$	momento amplificado debido a cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable, N.mm
$M_u =$	momento amplificado en la sección, Capítulos 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 11.
$p =$	espesor de paso de escalera, Capítulo 11.
$P_n =$	resistencia axial nominal de la sección transversal, Capítulo 8.
$P_{n_{max}} =$	máximo valor permitido de P_n , Capítulo 8.
$P_o =$	resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, Capítulo 8.
$P_u =$	fuerza axial amplificada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, Capítulo 8.
$R =$	coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, Capítulo 4.
$R_o =$	coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas, Capítulo 4.
$S =$	coeficiente de amplificación del suelo, Capítulo 4.
$S_a =$	Espectro de pseudo aceleraciones, m/s^2 , Capítulo 4.
$s =$	espaciamiento medido a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, Capítulos 7, 8, 9.
$t =$	espesor de una pared de una sección con vacíos, Capítulos 8, 10.
$T =$	Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico, Capítulo 4.
$T_p =$	periodo que define la plataforma del factor C, Capítulo 4.
$T_L =$	periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante, Capítulo 4.
$U =$	resistencia requerida para resistir las cargas amplificadas o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 4.
$V =$	fuerza cortante en la base de la estructura

$V_c =$	resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, N
$V_s =$	resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, N
$V_u =$	fuerza cortante amplificada en la sección, N
$\nu =$	Módulo de Poisson
$y_c =$	distancia desde el centroide de la sección bruta a la fibra extrema en compresión
$\gamma_s =$	densidad del suelo (ton/m ³)
$\lambda\Delta =$	factor para deflexiones adicionales debidas a efectos de largo plazo, Capítulo 5.
$\xi =$	factor que depende del tiempo para cargas sostenidas, Capítulo 5.
$\rho =$	cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd
$\rho' =$	cuantía del refuerzo $A's$ evaluada sobre el área bd
$\phi =$	factor de reducción de resistencia
$\sigma_{adm} =$	capacidad admisible del suelo, Capítulo 10.
$\sigma_u =$	esfuerzo último, Capítulo 10.
$Z =$	coeficiente de zonificación, Capítulo 4.

1 INTRODUCCIÓN

La presente tesis tiene como objetivo desarrollar el diseño y análisis de un edificio de concreto armado destinado a viviendas, partiendo de planos de arquitectura, ubicación y siguiendo los criterios establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) de nuestro país.

El alcance comprende toda la estructura que compone la edificación y la cisterna de agua.

2 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO Y ARQUITECTURA DEL EDIFICIO

2.1 Descripción general y arquitectónica del edificio

El edificio se encuentra en un terreno de forma rectangular de 1660 m² aproximadamente de área. Está ubicado en el distrito de Surco, provincia y departamento de Lima. La estructura a diseñar es un edificio multifamiliar de 8 pisos y azotea, con un total de 32 departamentos. En la Figura 1 se muestra la vista frontal del edificio.



Figura 1. Vista Frontal del edificio.

El proyecto tiene 591 m² de área techada por piso y 1000 m² de área libre que comprende entre los patios, ductos y estacionamientos. Ya que el edificio se encuentra adentro de un condominio se puede usar el terreno en la planta frontal como estacionamientos, de tal

manera que se cumpla con el número mínimo de estacionamientos de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones.

La forma en planta es simétrica en un eje, debido a que existen pequeños patios en dos esquinas del proyecto, para el primer piso, con forma rectangular.

Todos los niveles tienen la misma distribución: 4 departamentos y en el centro se encuentra un hall que conecta los departamentos con el ascensor y escalera. La azotea alberga solamente el cuarto de máquinas del ascensor y se ubica en la parte central del edificio.

Desde el segundo piso al octavo piso son pisos típicos. La altura total del edificio es de 22.6 metros, con una altura de entre piso de 2.75 metros.

Se tiene 2 plantas típicas en cada una se puede apreciar la distribución de los ambientes en los distintos niveles, estos están separados por muros de albañilería de 15 cm y el hall respectivamente. En las Figuras 2 y 3 se muestra la planta del primer piso y la planta típica del segundo al octavo piso respectivamente.

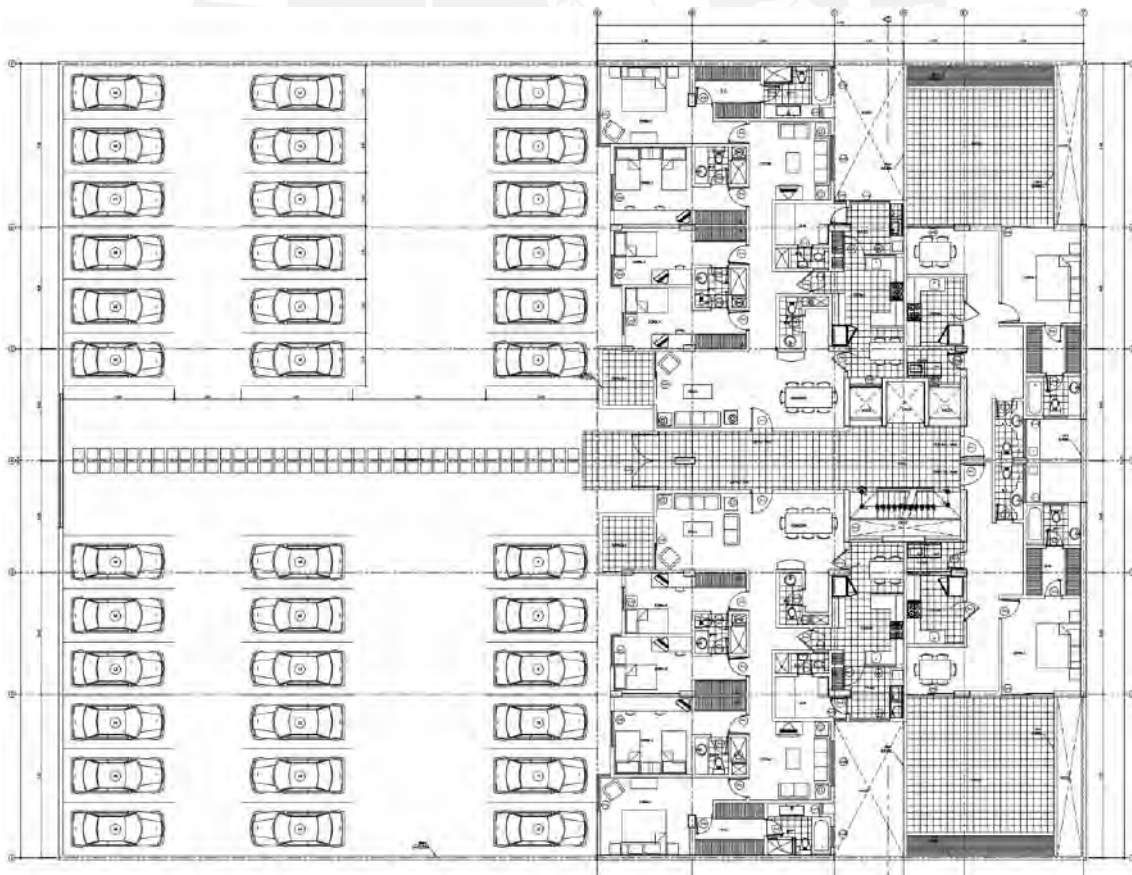


Figura 2. Plano de arquitectura del primer piso.

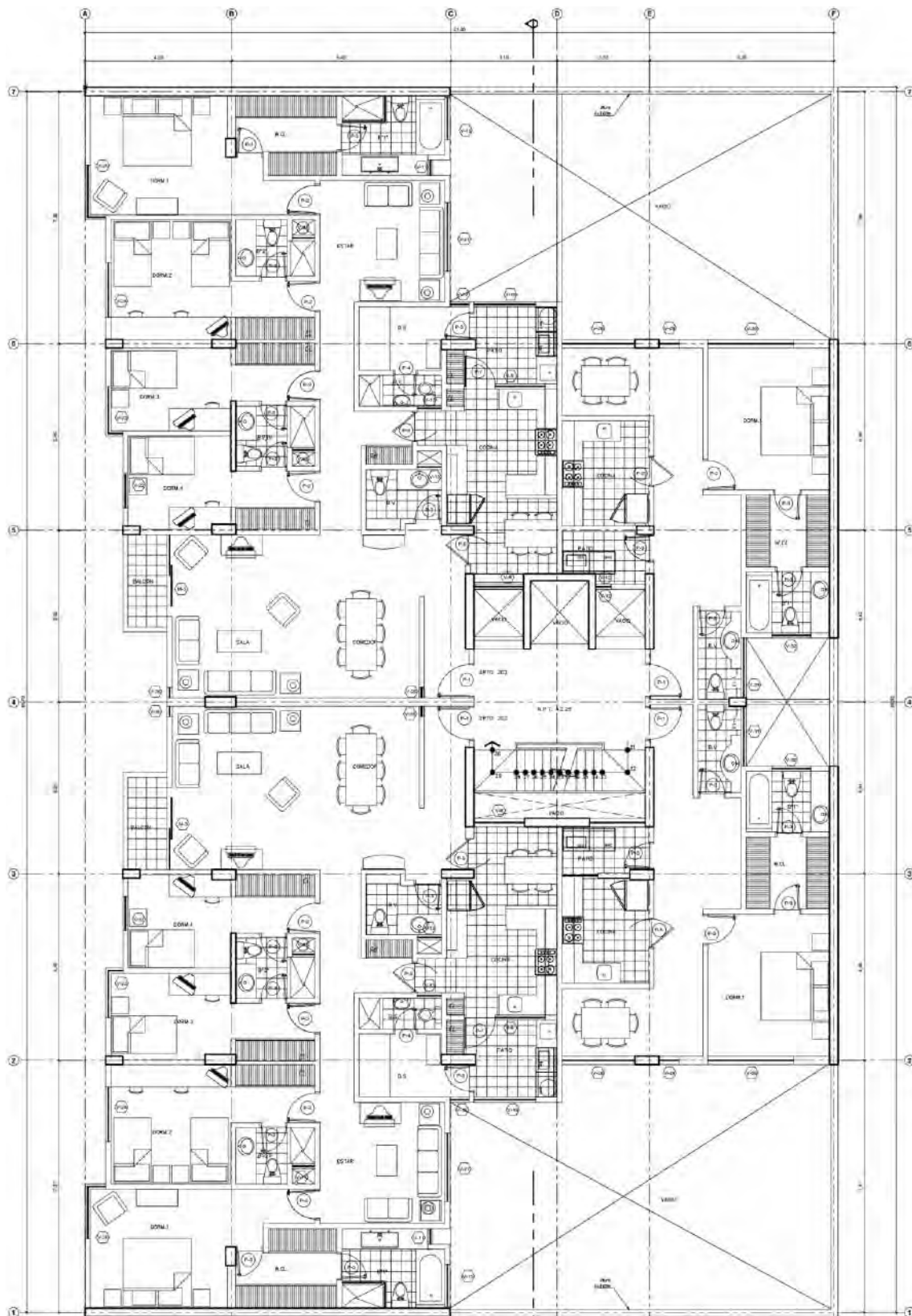


Figura 3. Plano de arquitectura piso típico (2° al 7° piso).

2.2 Características de sitio

Como se mencionó anteriormente, el proyecto se encuentra ubicado en el distrito de Santiago de Surco, departamento de Lima. Según la zonificación propuesta en el Anexo II de la Norma de Diseño Sismo resistente E0.30 del año 2020, la estructura se encuentra en la Zona 4. Por lo tanto, el coeficiente de zona será igual a 0.45.

Se emplearon como base para los diseños en concreto, acero y sismo resistente las siguientes normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):

- Norma E.020 Cargas. 2020
- Norma E.030 Diseño Sismo resistente. 2020
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. 2020
- Norma E.060 Concreto Armado. 2020
- Norma E.070 Albañilería. 2020

2.3 Cargas y método de diseño

La estructura será diseñada para que resista todas las cargas que actúen sobre ella durante su vida útil. Se consideraron los siguientes tipos de cargas:

Carga muerta (CM): Son aquellas cargas permanentes en relación al tiempo que provienen del peso propio de los elementos estructurales, tabiques, parapetos, piso terminado y demás acabados.

Carga viva (CV): Carga que proviene del peso de los ocupantes, equipos, muebles y de otros elementos móviles. La Norma E.020 establece valores de cargas vivas mínimas dependiendo de la ocupación o uso de la estructura.

Carga de sismos (CS): Cargas generadas en los elementos estructurales por acción del sismo con un periodo y un espectro de diseño representado por un espectro de diseño según lo establece la Norma E.030.

A continuación, se presentan los pesos considerados.

Tabla 1*Cargas utilizadas.*

Carga Muerta (CM)	
Concreto	2400 kg/m ³
Albañilería	1800 kg/m ³
Losa aligerada h=20cm	300 kg/m ²
Losa Maciza	480 kg/m ²
Piso terminado e=5cm	100 kg/m ²
Carga Viva (CV)	
Sobrecarga de piso típico	200 kg/m ²
Sobrecarga de azotea	100 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia.

2.4 Diseño por Resistencia

Todos los elementos de concreto armado se diseñarán bajo el método de Diseño por Resistencia. El método exige que los elementos estructurales tengan una Resistencia de Diseño (ϕR_n), de tal manera que dicha resistencia sea mayor o igual que la resistencia requerida (R_u). Para hallar la resistencia requerida se amplifican las cargas de servicio mediante algunos factores en las combinaciones de carga que se estipulan en la Norma E.060 de Concreto Armado, de acuerdo a nuestro proyecto estas combinaciones de carga son:

Combinación de Cargas Muertas (CM) y Cargas Vivas (CV):

$$CU = 1.4 CM + 1.7 CV$$

Combinación de Cargas considerando la acción del sismo (CS):

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

$$CU = 0.9 CM \pm CS$$

Además, la norma establece valores factores de reducción (ϕ) a usar según sea el caso de acuerdo a la Tabla 2.

Deformación última del concreto: $\varepsilon_{cu} = 0.003$

Acero:

Esfuerzo de fluencia nominal: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Deformación de fluencia del acero: $\varepsilon_y = 0.0021$



3 PRE DIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de una edificación consiste en fijar la posición geométrica y características de los diferentes elementos estructurales que la constituirán. Estos deben satisfacer las solicitaciones de gravedad y sísmicas; a su vez deben adecuarse a las necesidades del cliente que están plasmadas en el plano de arquitectura de tal manera que no afecten la funcionalidad y sea económicamente viable.

Se consideró dos direcciones principales: una paralela a la fachada, denominada dirección Y y la otra perpendicular a la fachada, denominada dirección X. Para X se han definido placas en los ejes 1 y 7, y para la dirección Y se consideraron placas en los ejes B, C, E, F y en la caja del ascensor. Debido a esto, se tiene un sistema mixto donde gobierna el sistema de muros de corte y además se tiene el sistema de pórticos (todo esto se compone de placas y columnas unidas por vigas). Los muros de corte en ambas direcciones controlarán los desplazamientos laterales inducidos por sismo.

Para el encofrado de los pisos del edificio, se decidió usar aligerados armados en una dirección con un peralte de 20 cm en todos los ambientes. Además, el sentido del armado de las losas es tanto en la dirección X como en la dirección Y. En la zona de baños y del hall, entre la escalera y ascensor se utilizará losas macizas de 20 cm. de espesor.

3.1 Criterios de estructuración

Para poder predecir el comportamiento sísmico se aconseja “que la estructuración sea lo más simple y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real” (Blanco Blasco, 1997, p. 5).

Se deben cumplir los siguientes criterios para lograr una estructura sismorresistente.

a) **Simplicidad y simetría**

Se debe buscar que las estructuras presenten simplicidad y simetría, ya que ayuda a realizar un análisis más cercano a la realidad y a su vez que los resultados sean más confiables. De esta manera, se puede predecir su comportamiento ante un evento sísmico con un mayor nivel de precisión.

b) **Resistencia y ductilidad**

Se debe dotar a la estructura de una adecuada resistencia al sismo para garantizar la estabilidad del mismo. Los elementos deben ser diseñados para tener una mayor resistencia por corte a comparación con la resistencia por flexión, esto para evitar que se

produzcan fallas frágiles que conduzcan al colapso, y así garantizar fallas dúctiles frente a la acción de un sismo.

c) Hiperestaticidad y monolitismo

La estructura al ser hiperestática logra mayor capacidad de resistencia debido a que permite la formación de rótulas plásticas las cuales ayudan a disipar mejor la energía sísmica. Así mismo, esta condición brinda un alto grado de seguridad.

d) Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura deber ser continua tanto en planta como en elevación, para evitar que se generen concentraciones de esfuerzos. No se deben producir cambios bruscos en la rigidez de un nivel a otro y más aún evitar tener el nivel inferior con una muy baja rigidez.

e) Rigidez lateral

La estructura debe contar con elementos estructurales rígidos para que resistan la acción de fuerzas laterales y que estos ayuden a desarrollar desplazamientos menores a los permitidos por la acción del sismo según la norma E.030.

f) Existencia de diafragma rígido

El techo y entrepisos deberán ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas a las columnas y placas, para ello se debe asegurar la uniformidad de estos diafragmas esto quiere decir que las losas no deben tener grandes aberturas.

En la Figura 4 se presenta el encofrado del piso perteneciente a los planos de estructuras donde se puede denotar la estructuración seguida de acuerdo a los criterios de estructuración.

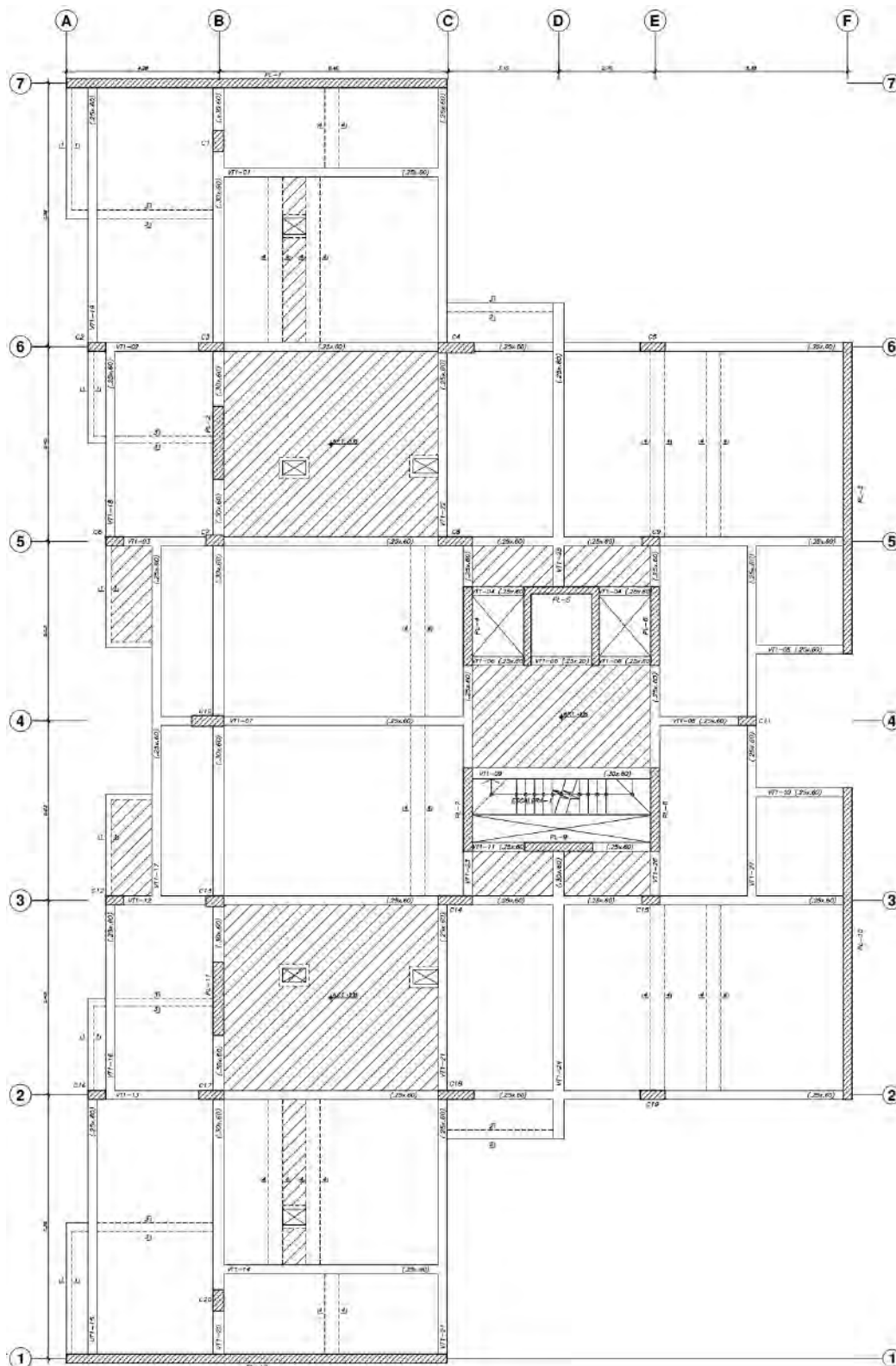


Figura 4. Encofrado del primer piso.

3.2 Pre dimensionamiento de elementos estructurales

Una vez se tiene definida la estructuración, se procede a pre dimensionar todos los elementos estructurales, estableciendo dimensiones iniciales para las losas, vigas,

columnas y muros de corte. Con el fin de evitar un gran número de iteraciones en el proceso de análisis y diseño estructural, se suelen seguir reglas prácticas basadas en experiencias pasadas de proyectos similares, para así poder seleccionar las secciones iniciales. Luego de definir las dimensiones de los elementos estructurales, se verificará mediante el análisis sísmico y el diseño completo de cada elemento según sean las cargas correspondientes.

3.2.1 Pre dimensionamiento de Losas Aligeradas

Las losas aligeradas actúan como diafragmas rígidos en cada piso que reciben las cargas de gravedad y luego las transmiten a las vigas, que a su vez llevan la carga hacia los elementos estructurales verticales, haciendo de la estructura una unidad.

En la Tabla 3 se presentan los lineamientos a seguir según las recomendaciones dadas en el libro del Ing. Blanco Blasco (*Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*, 1994).

Tabla 3

Peralte de losas aligeradas según recomendaciones (Blanco, 1994).

Peralte h (cm)	Luces recomendadas (m)	Peso Propio (ton/m²)
17	$L_n \leq 4$	0.28
20	$4 \leq L_n \leq 5.5$	0.30
25	$5 \leq L_n \leq 6.5$	0.35
30	$6 \leq L_n \leq 7.5$	0.42

Nota. Adaptado de *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (p. 35), A. B. Blasco, 1994.

Para los techos, predominará el aligerado unidireccional ya que se direccionó las losas hacia la luz más corta; obteniéndose una luz máxima de 4.90 metros.

Para el pre dimensionamiento se usará una regla práctica, la cual consiste en dividir la mayor luz libre de todos los paños en un dirección entre 25. Dicho espesor de losa incluye los 5 cm de losa superior y la altura del ladrillo de arcilla convencional. Entonces, en base al criterio establecido se procede a elegir un peralte de 20 cm para todas las losas aligeradas.

Este pre dimensionamiento previo funciona para sobrecargas menores a 350 kg/m² para evitar así deflexiones mayores a las permitidas, de esta manera podemos validar el pre dimensionamiento.

La Norma E.060, en el acápite 9.6.2, indica que las losas aligeradas continuas que sean armadas en una sola dirección, el peralte mínimo (h_{min}) para evitar verificar deflexiones es:

$$h_{min} = L/21 \quad (3.2.1)$$

Y para aquellas losas que solo tengan un extremo continuo:

$$h_{min} = L/18.5 \quad (3.2.2)$$

Este proceso para definir si se evaluara la deflexión de la losa aligerada se desarrolla más adelante.

3.2.2 Pre dimensionamiento de Losas Macizas

Para el predimensionamiento de la losa maciza en dos direcciones ubicada entre los ejes 2-3 y los ejes B-C siendo la de mayor dimensión, se utilizaron las recomendaciones de Blanco (1994). Estas recomendaciones consideran peraltes en el orden del cuarentavo de la luz libre o del perímetro del paño dividido entre 180 (losa apoyada en 4 lados).

$$Espesor = \frac{Luz\ libre}{40} = \frac{600}{40} = 15.00\ cm$$

$$Espesor = \frac{Perimetro}{180} = \frac{2240}{180} = 12.44\ cm$$

Sería posible usar una losa de 15 cm de espesor; sin embargo, debido a la densidad de tuberías sanitarias y planteamiento arquitectónico, se decidió colocar una losa maciza de 20 cm de espesor.

3.2.3 Pre dimensionamiento de vigas peraltadas

Para las vigas se recomienda considerar un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre (Blanco, 1994) y según la Norma E.060, el ancho mínimo para vigas sismo-resistentes no debe ser menor a 0.25 veces el peralte ni de 25 cm. Pueden variar entre 0.3 a 0.5 veces el peralte.

Las vigas peraltadas que tienen una mayor luz libre son las que se encuentran en el eje B. La luz libre más larga es de 7.07 m.

$$h = \frac{Luz\ libre}{12} = \frac{707}{12} = 58.9\ cm$$

Se utilizará un ancho mínimo de 25 cm. Por lo que se utilizarán vigas de 25x60cm en todos los niveles.

3.2.4 Pre dimensionamiento de columnas

Las columnas deben ser predimensionadas considerando los efectos por cargas axiales y momentos flectores.

Siguiendo las recomendaciones dadas en el libro del Ing. Blanco Blasco (Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1994).

Para las edificaciones con sistemas mixtos, pórticos y placas, las cargas axiales predominan y se puede usar la siguiente ecuación:

$$\text{Área columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45 \cdot f'c} \quad (3.2.3.1)$$

Por otro lado, para las columnas esquineras o exteriores que están sometidas a menor carga axial, se podrá usar la siguiente ecuación.

$$\text{Área columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35 \cdot f'c} \quad (3.2.3.2)$$

A manera de ejemplo, se predimensionará ubicada entre los ejes B y 4. Se estimó una carga unitaria de 1 Ton/m². Además, se sabe que el área tributaria es 28.06. La sección de columna se obtiene mediante la fórmula 3.2.3.1.

$$\text{Área columna} = \frac{28.06 \cdot 1 \cdot 8}{0.45 \cdot 210} = 2375.45 \text{ cm}^2$$

Para esta columna se eligió una sección rectangular de 30x80cm (2400 cm²).

De esta manera, se realiza el pre dimensionamiento para el resto de columnas. A continuación, en la tabla 4 se muestran las secciones elegidas para las columnas del proyecto.

Tabla 4*Pre-dimensionamiento de Columnas por carga axial.*

Columna	Área Tributaria (m ²)	N° Pisos	Carga Unitaria (Ton/m ²)	Pservicio (Ton)	Área requerida (cm ²)	Sección elegida (cm ²)	
						Ancho (cm)	Largo (cm)
C-1	12.50	8.00	1.00	100.00	1,058.20	25	45
C-2	11.50	8.00	1.00	92.00	973.54	25	40
C-3	19.55	8.00	1.00	156.40	1,655.03	25	70
C-4	33.70	8.00	1.00	269.60	2,852.91	30	100
C-5	16.13	8.00	1.00	129.04	1,365.50	25	55
C-6	8.60	8.00	1.00	68.80	728.04	25	30
C-7	15.90	8.00	1.00	127.20	1,346.03	25	55
C-8	21.66	8.00	1.00	173.28	1,833.65	25	75
C-9	17.43	8.00	1.00	139.40	1,475.13	25	60
C-10	28.06	8.00	1.00	224.48	2,375.45	30	80
C-11	14.93	8.00	1.00	119.40	1,263.49	25	55
C-12	8.60	8.00	1.00	68.80	728.04	25	30
C-13	15.90	8.00	1.00	127.20	1,346.03	25	55
C-14	21.66	8.00	1.00	173.28	1,833.65	25	75
C-15	17.43	8.00	1.00	139.40	1,475.13	25	60
C-16	10.54	8.00	1.00	84.32	892.28	25	40
C-17	19.55	8.00	1.00	156.40	1,655.03	25	70
C-18	33.70	8.00	1.00	269.60	2,852.91	30	100
C-19	16.13	8.00	1.00	129.04	1,365.50	25	55
C-20	12.50	8.00	1.00	100.00	1,058.20	25	45

Fuente: Elaboración propia.

Debido a la simetría de la planta respecto al eje X, las columnas son iguales para la otra mitad.

Para las columnas C-08 y C-14 se tendrán columnas de 25x95cm debido al planteamiento arquitectónico.

3.2.5 Pre dimensionamiento de muros de concreto

Debido a la estructuración previa, se asume que los muros de corte absorberán casi toda la fuerza sísmica, en ambas direcciones de análisis.

Para el pre dimensionamiento de estos elementos, se basará en los lineamientos brindados por la Norma E.060 de Concreto Armado donde indica que el espesor de la placa no debe ser menor a 1/25 de la altura entre los elementos que le proporcionen apoyo lateral y que el espesor mínimo de los muros deberá ser 15 cm, para lo cual la edificación en análisis cuenta con una altura 2.75 m, dando un espesor mínimo de 0.11 m. Por ende, tenemos un mínimo de espesor de 15 cm, sin embargo, se usarán muros con espesores de 25 cm y 30

cm de acuerdo a los anchos de las vigas respectivamente, para poder así tener una conexión monolítica y de forma continua en el refuerzo con respecto de las vigas hacia las placas.

Para determinar la longitud y espesores finales se realizó un análisis sísmico y un proceso iterativo mediante un modelo tridimensional de la edificación en el programa ETABS.

3.2.6 Pre dimensionamiento de escalera

Se tiene una escalera de un solo tramo de 2.75 m de altura, para el paso y el contrapaso se está considerando un mínimo de 25 cm y 18 cm respectivamente, de acuerdo a la norma A.010 de Condiciones Generales de Diseño. Además, dicha norma indica que se debe cumplir que dos veces la medida del contrapaso más una medida del paso debe ser mayor a 60 cm y menor a 64 cm, de esta última indicación se decidió por tomar los valores de 25 cm y 18 cm para el paso y contrapaso respectivamente. Finalmente asumimos un espesor de 15 cm para la garganta de la escalera.

3.2.7 Pre dimensionamiento de cisterna

Para el abastecimiento de agua en el edificio, hemos considerado teniendo en cuenta la cantidad de pisos y departamentos por piso. Trabajar con un sistema indirecto con 2 cisternas enterradas y un equipo de bombeo a presión para repartir el agua en todo el edificio; en el alcance de este proyecto se presenta el diseño de la cisterna por consumo humano.

Para el cálculo de la dotación diaria en el edificio, siguiendo el Reglamento Nacional de Edificaciones en la Norma IS.010 de Instalaciones Sanitarias para Edificaciones, la dotación diaria para edificios multifamiliares se calcula de acuerdo a la cantidad de habitaciones por departamento según la Tabla 5.

Tabla 5

Dotación diaria de agua según número de dormitorios por departamento.

Numero de dormitorios por departamento	Dotación por Departamento L/d
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

Nota. De Norma Técnica IS.010 Instalaciones Sanitarias para Edificaciones (2006).

El cálculo de dotación de agua diario para la edificación se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6

Dotación de Agua para el Edificio.

Pisos	Departamentos	Dormitorios	Dotación por departamento (L/d)	Total por departamento (L/d)
1	2	4	1350	2700
	2	1	500	1000
2	2	4	1350	2700
	2	1	500	1000
3	2	4	1350	2700
	2	1	500	1000
4	2	4	1350	2700
	2	1	500	1000
5	2	4	1350	2700
	2	1	500	1000
6	2	4	1350	2700
	2	1	500	1000
7	2	4	1350	2700
	2	1	500	1000
8	2	4	1350	2700
	2	1	500	1000
Máxima Demanda				29600

Nota. En el presente proyecto se tienen 2 departamentos de 4 dormitorios y 2 departamentos de 1 dormitorio por piso.

Fuente: Elaboración Propia.

Considerando un borde libre de 60 cm se tiene las siguientes dimensiones de la cisterna.

Volumen de la cisterna: 29.6 m³

Área en Planta: 2.5x5.9=14.75 m²

Altura de Agua: 29.6/14.75=2 m

Altura de cisterna: 2+0.6 = 2.6 m

Según la Norma E.060, el espesor de la pared de cisterna no debe ser menor al 1/25 de la altura o longitud del muro ni menor que 10 cm. Se tiene una altura y longitud de muro de 2.6m y 2.5m respectivamente.

Para la tapa de la cisterna y el fondo se está considerando losas con espesores de 20 cm y para las paredes de la cisterna se está considerando espesores de 25 cm.

4 ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 Parámetros Sísmicos

Con el apoyo de la Norma E.030, se identificará los parámetros sísmicos necesarios para generar el espectro de diseño. Estos parámetros se encuentran en función de las características del suelo y del edificio.

4.1.1 Zonificación

En la Norma E.030, el Perú se encuentra dividido cuatro zonas en base a la distribución espacial, las características y la atenuación de los sismos. Cada zona cuenta con un factor Z , cuya interpretación es la de una aceleración pico horizontal en un suelo rígido con 10% de probabilidad de excedencia para un tiempo de retorno de 50 años; se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

El presente proyecto está ubicado en el distrito de Surco, provincia de Lima; por lo que le corresponde le corresponderá un factor de zona “ Z ” igual a 0.45, según Tabla N°1 de la norma E.030.

4.1.2 Condiciones Geotécnicas

La Norma E.030 distingue cinco tipos de perfiles de suelo dependiendo de la velocidad promedio de la propagación de las ondas de corte; los perfiles son roca dura, suelos muy rígidos, suelos intermedios, suelos blandos y suelos excepcionales.

El suelo en el cual analizaremos el edificio es una grava típica en Lima, por lo que se le considera un suelo tipo S1. Apoyándonos en las Tablas N°3 y N°4 de la Norma Técnica E.030, observamos que el factor de suelo “ S ” tiene un valor de 1.00 y presenta unos periodos de 0.40 y 2.50, correspondientes al periodo de la plataforma del espectro “ T_L ” y al periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante “ T_P ”, respectivamente.

4.1.3 Factores de Amplificación Sísmica (C)

Es el factor de amplificación de la aceleración de la estructura con respecto a la aceleración presente en el suelo. Depende de los periodos fundamentales de la estructura y los periodos T_L y T_P . Este coeficiente es necesario para la obtención del espectro.

Se calcula con las siguientes expresiones:

$$T < T_p, \quad C = 2.5 \quad (4.1.3.1)$$

$$T_p < T < T_L, \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T_L}\right) \quad (4.1.3.2)$$

$$T > T_L, \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \quad (4.1.3.3)$$

4.1.4 Categoría de la edificación y factor de uso (U)

Las edificaciones, según la Tabla N°5 de la norma E.030, se clasifican en cuatro categorías de edificaciones: Esenciales (A), Importantes (B), Comunes (C) y Temporales (D); dependiendo del nivel de importancia que tenga la edificación se le proveerá de cierta resistencia.

Para este caso, la edificación de viviendas se clasifica como común (Categoría C) al cual le corresponde un factor “U” de 1.0.

4.1.5 Sistema estructural

Se empezará asumiendo que los efectos sísmicos y de desplazamientos laterales serán resistidos en más del 70% por las placas que forman parte de la estructura en sus dos direcciones. La anterior premisa asumida se corroborará más adelante.

Debido a que en la estructuración de la edificación predominan los muros de concreto se asume un sistema estructural de muros estructurales en ambas direcciones ($R_o = 6$).

4.1.6 Factores de irregularidad

Para este apartado, nos apoyamos de las Tablas N°8 y N°9 de la Norma E.030 para determinar las irregularidades tanto en planta como en altura.

4.1.6.1 Irregularidades en Altura (Ia)

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando (Ia = 0.75)

La irregularidad de rigidez se presenta cuando en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores contiguos.

Se asumirá que no existe piso blando y se verificará posteriormente.

Irregularidad de Resistencia – Piso Débil (Ia = 0.75)

La irregularidad de resistencia se presenta cuando, en una de las direcciones del análisis sísmico, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es menor al 80% de la

resistencia del entrepiso inmediato superior. Este caso suele darse en edificios donde los elementos verticales resistentes a las fuerzas cortantes (columnas y placas) son discontinuas en altura, pero este caso no aplica para este proyecto ya que las columnas y placas son continuas en toda la altura del edificio, por ende, consideramos que no se presenta esta irregularidad.

Irregularidad Extrema de Rigidez ($I_a = 0.50$)

La irregularidad de rigidez se considera extrema cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 60% el entrepiso inmediato superior o es menor que el 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores contiguos. De las Tablas 22 y 23 podemos observar que las rigideces laterales son mayores al 60% y 70% en ambas direcciones.

Irregularidad Extrema de Resistencia ($I_a = 0.50$)

La irregularidad de resistencia se considera extrema cuando la resistencia frente a fuerzas cortantes un entrepiso es menor que 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. Este caso no aplica por las razones explicadas anteriormente.

Irregularidad de Masa o Peso ($I_a = 0.90$)

La irregularidad de masa se presenta cuando, en cualquiera de las direcciones del análisis sísmico, el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso contiguo (no aplica para azoteas). Debido a que todas las plantas son típicas en este proyecto, no se presenta mayor diferencia en el peso de cada piso.

Irregularidad Geométrica Vertical ($I_a = 0.90$)

Esta irregularidad se presenta cuando la dimensión en planta de la estructura resistente al sismo es mayor a 1.3 veces la dimensión del piso contiguo (no aplica para azoteas ni sótanos). En el presente proyecto, todas las plantas son típicas y tienen las mismas dimensiones, por lo que no presenta esta irregularidad.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes ($I_a = 0.80$)

Se refiere a aquellos elementos estructurales que resisten más del 10% las fuerzas del sismo son discontinuos verticalmente es decir cuando los elementos presentan un desalineamiento (tanto por cambio de orientación, así como el desplazamiento respecto al eje) en una magnitud mayor al 25% del respectivo elemento. En el presente proyecto,

todos los elementos verticales son continuos en todos los pisos, por lo que no presenta esta irregularidad.

Discontinuidad extrema en los Sistemas Resistentes ($I_a = 0.60$)

La discontinuidad se considera extrema cuando el desalineamiento (tanto por cambio de orientación, así como el desplazamiento respecto al eje) de los elementos estructurales resistentes a más del 25% de las fuerzas del sismo es mayor a la magnitud del 25%. Este caso no aplica por las razones explicadas anteriormente.

4.1.6.2 Irregularidades en Planta (I_p)

Irregularidad Torsional ($I_p = 0.75$)

La irregularidad torsional se presenta cuando la deriva máxima supera 1.3 veces la deriva promedio y también cuando la deriva máxima es mayor al 50% de la deriva permisible.

Para verificar si existe esta irregularidad, se deben obtener las derivas del análisis sísmico. Se asumirá que no existe esta irregularidad y se verificará posteriormente.

Irregularidad Torsional Extrema ($I_p = 0.60$)

La irregularidad torsional extrema se produce cuando la deriva máxima supera 1.5 veces la deriva promedio y también cuando la deriva máxima es mayor al 50% de la deriva permisible.

Para verificar si existe esta irregularidad, se deben obtener las derivas del análisis sísmico. Se asumirá que no existe esta irregularidad y se verificará posteriormente.

Esquinas Entrantes ($I_p = 0.90$)

Esta irregularidad se presenta cuando las dimensiones de las esquinas entrantes en ambas direcciones son mayores al 20% de la dimensión total de la planta. Para el presente proyecto, existe esquinas entrantes de dimensiones de 11.21 m en la dirección X (51% de dimensión en planta) y 14.5 m en dirección Y (40% de dimensión en planta). La Figura 5 muestra las dimensiones de las esquinas en ambas direcciones.

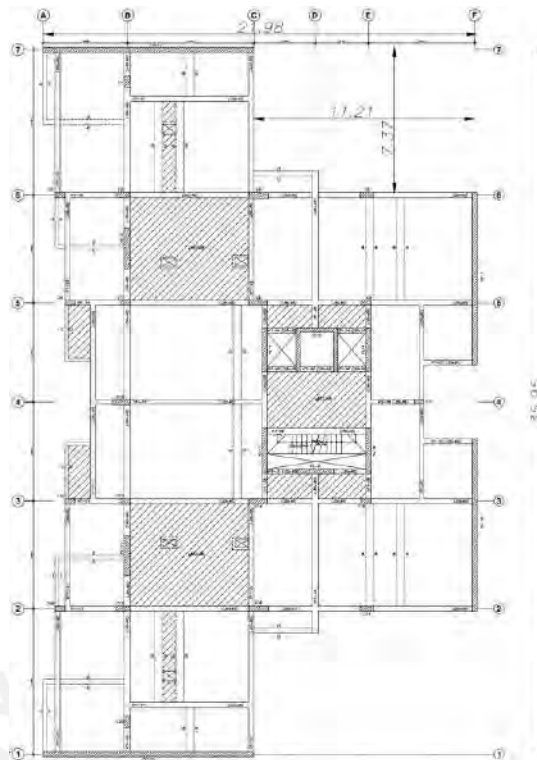


Figura 5. Irregularidad de esquinas entrantes.

Discontinuidad del Diafragma ($I_a = 0.85$)

Se presenta irregularidad por discontinuidad del diafragma cuando los diafragmas presentan aberturas mayores al 50% del área total del diafragma o cuando en alguna sección transversal del diafragma el área neta resistente es menor al 25% del área de la sección transversal total.

Para el presente proyecto, las aberturas (escaleras, ductos de ascensor y ductos de ventilación) conforman un área 19.47 m² y representa el 3% del área total del diafragma.

Sistemas no Paralelos ($I_a = 0.90$)

Se presenta irregularidad por sistemas paralelos cuando los elementos resistentes a la fuerza del sismo no son paralelos. En el presente proyecto, todos los elementos resistentes son paralelos, por lo que no presenta esta irregularidad.

En resumen, la estructura no presenta irregularidad en altura, pero si presenta irregularidad en planta (Esquinas entrantes). Finalmente, los factores de irregularidad serán 1.0 y 0.9 para altura “ I_a ” y planta “ I_p ”, respectivamente.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad (4.1.6.1)$$

$$R = 6 \cdot 1 \cdot 0.9 = 5.4$$

La Tabla 7 muestra el resumen de los parámetros sísmicos para la edificación.

Tabla 7

Parámetros de sismo.

Parámetros	Factores
Z	0.45
U	1.0
S	1.0
T _P	0.4
T _L	2.5
R	5.4

Fuente: Elaboración propia.

4.2 Modelo Estructural

Se utilizó el Software ETABS v18 para realizar el análisis sísmico y modal de la estructura en estudio.

Para el modelo se consideró lo siguiente:

- Se asignó, a cada nivel, un diafragma rígido.
- Los pesos de los volados y balcones.
- Las dimensiones de los elementos corresponden al pre dimensionamiento.
- Las dimensiones de las placas podrán variar con el fin de satisfacer la Norma.
- Resistencia de concreto 210 kg/cm²
- El módulo de Poisson utilizado es de 0.15.
- En la base se asumió una condición de empotramiento.
- En los extremos donde se sabía que el nudo no permitía un correcto anclaje, para las vigas, se articularon las uniones de manera que no se permitiría el desarrollo de momentos flectores.
- Se rigidizó la unión en los nudos, colocando brazos rígidos. Permitiendo que las rigideces de las vigas se consideren a cara de la columna.

La figura 6 muestra el modelo tridimensional.

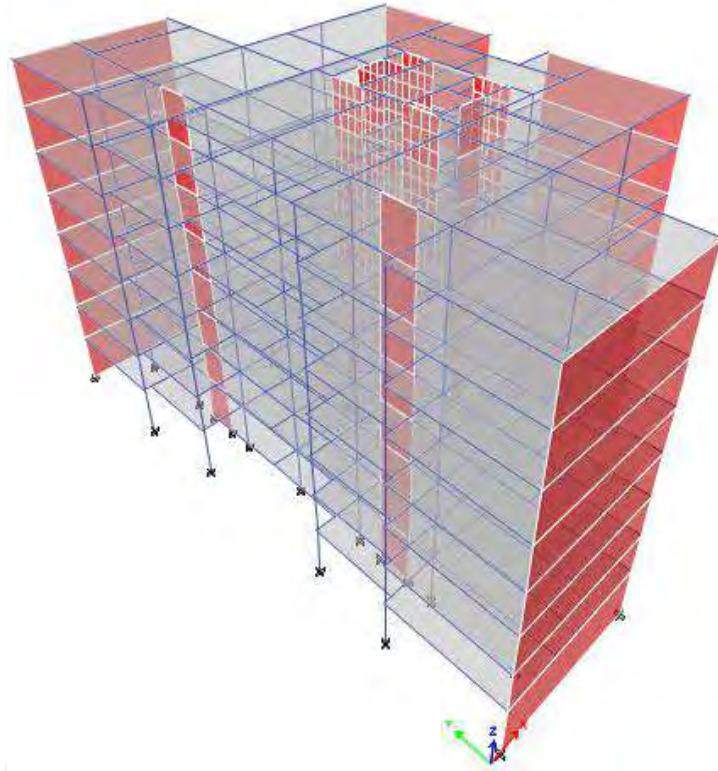


Figura 6. Modelo Tridimensional en ETABS 18.

4.3 Análisis Modal

Se realizó el análisis modal para obtener información sobre el comportamiento del edificio durante un evento sísmico. Los modos de vibración dependen de su rigidez y masa.

La Tabla 8 muestra los modos de vibración del edificio con el periodo y porcentaje de masa efectiva correspondiente. Y en las tablas 9 y 10 se muestran los modos de análisis traslacional para las direcciones X e Y respectivamente.

Tabla 8*Periodos y masas participativas.*

Modo	Periodo (Seg)	Masa Participativa		
		UX	UY	RZ
1	0.531	1.9%	64.3%	5.4%
2	0.462	68.4%	2.5%	0.2%
3	0.291	0.7%	4.5%	64.6%
4	0.128	0.5%	17.1%	1.6%
5	0.108	20.1%	0.5%	0.0%
6	0.064	0.1%	1.0%	20.4%
7	0.059	0.2%	5.4%	0.0%
8	0.051	5.0%	0.2%	0.0%
9	0.038	0.1%	1.8%	0.3%
10	0.033	1.7%	0.1%	0.0%
11	0.03	0.0%	0.6%	4.9%
12	0.028	0.1%	0.8%	0.1%
13	0.025	0.6%	0.1%	0.0%
14	0.022	0.1%	0.3%	0.0%
15	0.021	0.2%	0.1%	0.0%
16	0.019	0.0%	0.2%	1.6%
17	0.019	0.1%	0.1%	0.0%
18	0.018	0.1%	0.1%	0.0%
19	0.017	0.0%	0.0%	0.0%
20	0.016	0.0%	0.0%	0.0%
21	0.015	0.0%	0.1%	0.6%
22	0.012	0.0%	0.0%	0.2%
23	0.011	0.0%	0.0%	0.1%
24	0.01	0.0%	0.0%	0.0%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9*Análisis traslacional eje X..*

Modo	Periodo (Seg)	UX	UY	UZ
1	0.456	71.2%	0	0
2	0.107	20.6%	0	0
3	0.051	5.2%	0	0
4	0.033	1.8%	0	0
5	0.025	0.7%	0	0
6	0.021	0.3%	0	0
7	0.018	0.1%	0	0
8	0.017	0.0%	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10*Análisis traslacional eje Y.*

Modo	Periodo (Seg)	UX	UY	UZ
1	0.487	0	71.1%	0
2	0.114	0	19.5%	0
3	0.052	0	5.5%	0
4	0.033	0	2.2%	0
5	0.024	0	1.0%	0
6	0.019	0	0.5%	0
7	0.016	0	0.2%	0
8	0.015	0	0.0%	0

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla 9 se obtiene el periodo fundamental en cada dirección, para la dirección Y ($T_y=0.531$ seg.) y para la dirección X ($T_x=0.462$ seg.).

De las Tablas 10 y 11 se observan que los periodos del análisis traslacional son 0.456 y 0.487 para las direcciones X e Y respectivamente. Estos valores son muy similares a los obtenidos con el análisis tridimensional, lo que nos indica que en la estructura no predomina la torsión.

4.4 Análisis Estático

El análisis consiste en aplicar solicitaciones sísmicas al centro de masa en cada nivel de la edificación. Se obtiene el periodo estático y la fuerza cortante basal estática. Se tiene la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (4.4.1)$$

Los datos de Z, U, S y R se encuentran en la Tabla 8. El valor de C se calcula mediante las fórmulas 4.1.3.1, 4.1.3.2 y 4.1.3.3, estas dependen del periodo estático. El dato P es el peso de la estructura. Además, la fórmula 4.4.1 debe cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11 \quad (4.4.2)$$

Para hallar el peso de la estructura se considera el 100% de carga muerta y el 25% de carga viva. A continuación, la Tabla 11 muestra los pesos por piso.

Tabla 11*Peso sísmico del edificio.*

Nivel	Peso (Ton)
Piso 8	397.31
Piso 7	661.25
Piso 6	661.25
Piso 5	661.25
Piso 4	661.25
Piso 3	661.25
Piso 2	661.25
Piso 1	673.77
Total	5,038.57

Fuente: Elaboración propia.

Se procede a calcular el factor de amplificación sísmica para ambas direcciones, mediante la fórmula 4.1.3.2.

Dirección X

$$T_P < T_{YY} < T_L$$

$$C = 2.5 \left(\frac{0.4}{0.462} \right) = 2.165$$

$$k = 1$$

Dirección Y

$$T_P < T_{YY} < T_L$$

$$C = 2.5 \left(\frac{0.4}{0.531} \right) = 1.883$$

$$k = 0.75 + 0.5(0.537) = 1.016$$

Las fuerzas sísmicas entre cada piso para cada dirección de análisis, obtenida del programa ETABS, se presentan en la Tabla 12:

Tabla 12

Fuerzas sísmicas por nivel obtenidas del ETABS.

Nivel	Hpiso (m)	Fi X-X (Ton)	Fi Y-Y (Ton)
Piso 8	2.75	129.81	114.07
Piso 7	2.75	189.75	166.40
Piso 6	2.75	163.46	143.01
Piso 5	2.75	137.18	119.67
Piso 4	2.75	110.89	96.41
Piso 3	2.75	84.60	73.24
Piso 2	2.75	58.31	50.18
Piso 1	3.75	32.63	27.81
Total		906.63	790.79

Fuente: Elaboración propia.

Para calcular la cortante basal, en cada dirección, se hace uso de la fórmula 4.4.1. En la Tabla 13 se muestra la cortante basal y el porcentaje que representa del peso del edificio.

Tabla 13

Cortante basal estática de Edificación..

Dirección	V estático (Ton)	% Peso Edificio
X	906.63	18.0%
Y	790.79	15.7%

Fuente: Elaboración propia.

4.5 Análisis Dinámico

Se realiza una superposición espectral donde un espectro de pseudo-aceleraciones representa las solicitudes sísmicas. Se usó la combinación cuadrática completa CQC, método que combina valores máximos de desplazamiento y aceleración.

El espectro de pseudo-aceleración se calcula con la ecuación 4.5.1. Dicho espectro graficará el periodo (T) y pseudo-aceleración espectral.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (4.5.1)$$

La Tabla 14 presenta los valores de aceleración espectral y la figura 7 muestra el espectro de aceleraciones.

Tabla 14

Valores de aceleración espectral.

T (seg)	C	Sa (m/s ²)
0.00	2.50	2.044
0.50	2.00	1.635
1.00	1.00	0.818
1.50	0.67	0.545
2.00	0.50	0.409
2.50	0.40	0.327
3.00	0.28	0.227
3.50	0.20	0.167
4.00	0.16	0.128

Fuente: Elaboración propia.

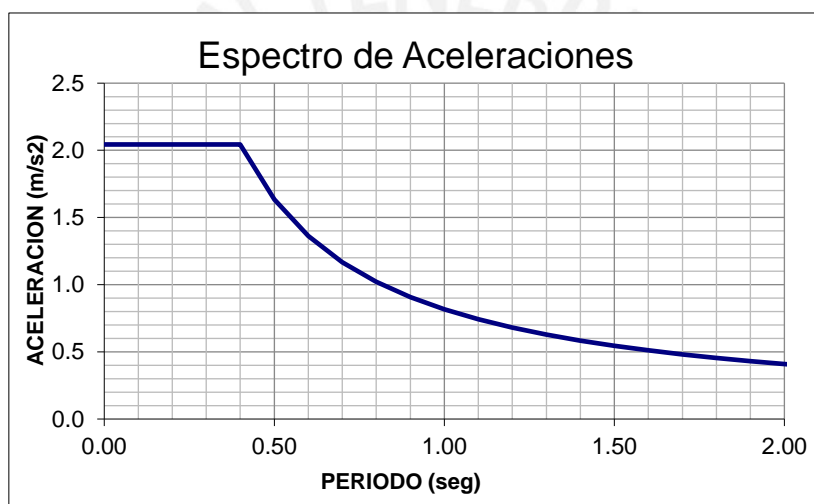


Figura 7. Espectro de aceleraciones. Periodo vs Pseudo-Aceleración Espectral.

4.5.1 Fuerza cortante mínima

La Norma E.030 indica que la fuerza cortante dinámica del primer entrepiso no puede ser menor que el 80% de la cortante basal estática para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Si se tiene valores menores en el análisis dinámico, se requiere escalar todos los resultados obtenidos del modelo.

La Tabla 15 muestra la fuerza cortante basal mínima y el factor de escalamiento.

Tabla 15

Cortante basal mínima y factor de escalamiento.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
V estático (Ton)	906.63	790.79
90% V estático (Ton)	815.97	711.71
V dinámico (Ton)	666.80	548.04
Factor de escalamiento	1.224	1.266

Fuente: Elaboración propia.

Se corroborará el sistema estructural asumido, verificando el porcentaje de cargas de sismo por parte de los muros estructurales en ambas direcciones. En la Tabla 16 se muestra la cortante resistida por los muros de concreto y el porcentaje que representa de la cortante basal dinámica.

Tabla 16

Porcentaje de fuerza cortante resistida por muros de concreto.

Dirección	Cortante Basal (Ton)	V Muros (Ton)	% V
X	815.97	775.91	95.1%
Y	711.71	697.74	98.0%

Fuente: Elaboración propia.

Podemos verificar que, para ambas direcciones, los muros de concreto resisten más del 70% de la cortante basal. Por ende, se comprueba que se asumió de manera correcta el sistema estructural de muros para ambas direcciones.

4.6 Derivas y Desplazamiento máximos

La Norma técnica E.030 establece límite para el desplazamiento lateral de los edificios, se debe verificar que los valores de derivas de entrepiso sean menores a los indicados en la tabla N°11 de la norma la cual establece una deriva máxima de 7‰ para estructuras de concreto. Las derivas inelásticas se calculan multiplicando las derivas elásticas por un factor de 0.75R para estructuras regulares y 0.85R para estructuras irregulares. En las tablas 17 y 18 se muestran los desplazamientos máximos y derivas para las direcciones X e Y respectivamente.

Tabla 17*Derivas de entrepiso y desplazamientos máximos en dirección X.*

Story	Altura entrepiso	Desplaz. CM (m)	Desplaz. Relativo (m)	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva máx ≤ 0.007
STORY8	2.75	0.01901	0.00272	0.00099	0.00454	Cumple
STORY7	2.75	0.01628	0.00284	0.00103	0.00473	Cumple
STORY6	2.75	0.01345	0.00286	0.00104	0.00477	Cumple
STORY5	2.75	0.01059	0.00278	0.00101	0.00465	Cumple
STORY4	2.75	0.00780	0.00258	0.00094	0.00431	Cumple
STORY3	2.75	0.00522	0.00223	0.00081	0.00373	Cumple
STORY2	2.75	0.00299	0.00173	0.00063	0.00289	Cumple
STORY1	3.75	0.00125	0.00125	0.00033	0.00154	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18*Derivas de entrepiso y desplazamientos máximos en dirección Y.*

Story	Altura entrepiso	Desplaz. CM (m)	Desplaz. Relativo (m)	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva máx ≤ 0.007
STORY8	2.75	0.02407	0.00325	0.00118	0.00542	Cumple
STORY7	2.75	0.02082	0.00345	0.00125	0.00576	Cumple
STORY6	2.75	0.01737	0.00356	0.00129	0.00594	Cumple
STORY5	2.75	0.01382	0.00353	0.00129	0.00590	Cumple
STORY4	2.75	0.01028	0.00335	0.00122	0.00559	Cumple
STORY3	2.75	0.00693	0.00296	0.00108	0.00495	Cumple
STORY2	2.75	0.00397	0.00236	0.00086	0.00394	Cumple
STORY1	3.75	0.00161	0.00161	0.00043	0.00197	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Se verifica que las derivas máximas en ambas direcciones son menores al 7%.

4.7 Junta Sísmica

Es importante considerar una junta sísmica en los edificios para controlar los desplazamientos laterales y así evitar el contacto entre las estructuras vecinas ante un movimiento sísmico. La norma E.030 establece criterios para una distancia mínima.

La separación debe ser el máximo valor entre dos tercios del desplazamiento máximo y 0.003 veces la altura del edificio.

Para el caso de la edificación en análisis no requiere calcular junta sísmica ya que se encuentra dentro de un conjunto residencial. A manera de ejemplo, se calculará la junta sísmica respecto del límite de propiedad. En la tabla 19 se muestra el cálculo de la junta sísmica en ambas direcciones.

Tabla 19*Cálculo de junta sísmica.*

	Dirección X	Dirección Y
Δ_{max} (cm)	8.62	10.90
$s/2 = 0.003h$ (cm)	6.90	6.90
$2/3 (\Delta_1)$ (cm)	5.75	7.27
S elegida (cm)	7.00	7.50

Por lo tanto, debemos dejar una junta sísmica de 7 cm en la dirección X y 7.5 cm en la dirección Y.

4.8 Verificación de Irregularidad de Rigidez

Con los resultados obtenidos del análisis sísmico se verificó la irregularidad de rigidez (piso blando) para determinar si el factor de irregularidad asumido es correcto. En las Tablas 20 y 21 se muestra la verificación de irregularidad de rigidez en la dirección X e Y respectivamente.

Tabla 20*Verificación de irregularidad de piso blando en dirección X.*

Story	Output Case	VX (Ton)	Desplaz. CM (m)	Ki X (Ton/m)	$0.7 K_{i+1} \geq K_i$	$0.8 \sum_1^3 K_{i+1} \geq K_i$
STORY8	COMB SDX	150.13	0.01901	7,897.63		
STORY7	COMB SDX	337.25	0.01628	20,715.30	OK	
STORY6	COMB SDX	476.50	0.01345	35,427.60	OK	
STORY5	COMB SDX	583.93	0.01059	55,139.51	OK	OK
STORY4	COMB SDX	669.62	0.00780	85,849.28	OK	OK
STORY3	COMB SDX	737.72	0.00522	141,324.77	OK	OK
STORY2	COMB SDX	787.65	0.00299	263,428.03	OK	OK
STORY1	COMB SDX	816.24	0.00125	652,993.44	OK	OK

Tabla 21*Verificación de irregularidad de piso blando en dirección Y.*

Story	Output Case	VY (Ton)	Desplaz. CM (m)	Ki Y (Ton/m)	$0.7 K_{i+1} \geq K_i$	$0.8 \sum_1^3 K_{i+1} \geq K_i$
STORY8	COMB SDY	132.58	0.02407	5,508.03		
STORY7	COMB SDY	293.01	0.02082	14,073.49	OK	
STORY6	COMB SDY	412.20	0.01737	23,730.29	OK	
STORY5	COMB SDY	504.33	0.01382	36,492.56	OK	OK
STORY4	COMB SDY	578.62	0.01028	56,286.44	OK	OK
STORY3	COMB SDY	639.43	0.00693	92,269.86	OK	OK
STORY2	COMB SDY	685.59	0.00397	172,692.27	OK	OK
STORY1	COMB SDY	711.53	0.00161	441,943.04	OK	OK

Se verifica que la estructura no presenta piso blando por lo que el factor asumido es correcto.

4.9 Verificación de Irregularidad Torsional

Con los resultados obtenidos del análisis sísmico se verificó la irregularidad torsional para determinar si el factor de irregularidad asumido es correcto. En las Tablas 22 y 23 se muestra la verificación de irregularidad torsional en la dirección X e Y respectivamente.

Tabla 22

Verificación de irregularidad torsional en dirección X.

Story	Output Case	Deriva máxima	Deriva Promedio	Ratio	Verificación
STORY8	DESPX	0.004544	0.004063	1.118	Cumple
STORY7	DESPX	0.004732	0.004249	1.114	Cumple
STORY6	DESPX	0.004774	0.0043	1.11	Cumple
STORY5	DESPX	0.004648	0.004199	1.107	Cumple
STORY4	DESPX	0.004311	0.003907	1.103	Cumple
STORY3	DESPX	0.003729	0.003392	1.099	Cumple
STORY2	DESPX	0.002892	0.002644	1.094	Cumple
STORY1	DESPX	0.001535	0.001407	1.091	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23

Verificación de irregularidad torsional en dirección Y.

Story	Output Case	Deriva máxima	Deriva Promedio	Ratio	Verificación
STORY8	DESPY	0.00542	0.004379	1.238	Cumple
STORY7	DESPY	0.005758	0.004643	1.24	Cumple
STORY6	DESPY	0.005935	0.004782	1.241	Cumple
STORY5	DESPY	0.0059	0.00475	1.242	Cumple
STORY4	DESPY	0.005589	0.004496	1.243	Cumple
STORY3	DESPY	0.004946	0.003972	1.245	Cumple
STORY2	DESPY	0.003936	0.003151	1.249	Cumple
STORY1	DESPY	0.001972	0.00156	1.264	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Se verifica que no existe irregularidad torsional ni irregularidad torsional extrema por lo que el factor asumido es correcto.

5 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

En el presente proyecto, desde el predimensionamiento, se optó por utilizar losas aligeradas convencionales. Estas losas, debido a su forma, se idealizan para el diseño como viguetas continuas en forma de “T” sobre apoyos simples, ya sean vigas, columnas o placas, según corresponda en cada caso. Además, cuando las losas aligeradas colindan con losas macizas, se considera que están empotradas, ya que los refuerzos de acero se extienden a través de la losa maciza.

En la Figura 8 se muestra una sección típica de aligerado.

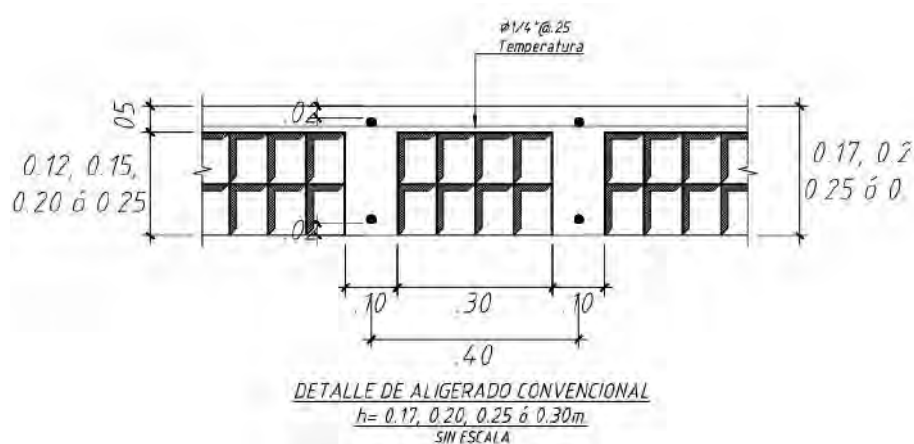


Figura 8. Detalle de aligerado convencional.

El diseño se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad (carga muerta y viva) que actúan sobre ella con la combinación de carga última.

$$CU = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$$

Para el análisis de cargas se empleó el programa SAP2000, de donde se obtuvo los diagramas de momentos flectores y de fuerza cortante.

5.1 Diseño por flexión

Para el diseño, se empleó un modelo simplificado de una vigueta típica, que consta de una sección en forma de T con una altura total de 20 cm. El ala superior tiene una altura de 5 cm y un ancho de 40 cm, mientras que el ancho del alma es de 10 cm. La Figura 10 muestra una sección de aligerado típico.

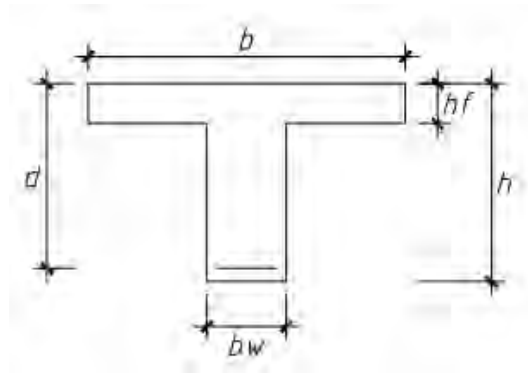


Figura 9. Sección de Aligerado.

Para el diseño por resistencia se utilizaron ecuaciones fórmulas que provienen de la hipótesis de equilibrio fuerzas. Mediante estas se puede conocer la profundidad del bloque equivalente de compresiones y calcular el área de acero.

$$\phi Mn \geq Mu \quad (5.1.1)$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot be}} \quad (5.1.2)$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (5.1.3)$$

La norma E.060 exige una cantidad mínima de acero en tracción y limita la cantidad máxima de acero en tracción para garantizar una falla dúctil, es decir al 75% de la falla balanceada. Para el acero mínimo es necesario determinar el momento de agrietamiento de la sección.

$$Mcr^- = \frac{fr \cdot Ig}{y} \quad (5.1.4)$$

$$As \min^- = \frac{1.2 \cdot Mcr^-}{0.9 \cdot fy \cdot (0.95 \cdot d)} \quad (5.1.5)$$

$$As \min^+ = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{fy} \cdot b \cdot d \quad (5.1.6)$$

$$cb = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s + \epsilon_c} \cdot d \quad (5.1.7)$$

El acero balanceado para momentos positivos, el área de aporte de concreto corresponde a la totalidad del ala y parte del alma de la viga convencional:

$$Asb^+ = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot (b \cdot hf + (0.85 \cdot c - hf) \cdot (bw))}{fy} \quad (5.1.8)$$

Para momentos negativos, el área de concreto que intervendrá será, únicamente, la perteneciente al alma, por lo que la ecuación se simplificará:

$$Asb^- = \frac{0.85f'c \cdot (0.85 \cdot c)(b_w)}{fy} \quad (5.1.9)$$

$$As \text{ max} = 0.75 \cdot Asb \quad (5.1.10)$$

Para un aligerado de 20 cm de peralte y haciendo uso de las ecuaciones 5.1.5, 5.1.6, 5.1.7, 5.1.8, 5.1.9 y 5.1.10, se obtiene:

$$As \text{ min}^- = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min}^+ = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$c = 10.00 \text{ cm}$$

$$Asb^+ = 10.0 \text{ cm}^2$$

$$Asb^- = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ max}^+ = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ max}^- = 2.71 \text{ cm}^2$$

5.2 Diseño por corte

Las losas aligeradas tendrán una resistencia al corte brindado únicamente por la acción del concreto, ya que no cuentan con refuerzo transversal (estribos). Se debe asegurar que la fuerza cortante última no sea mayor que la resistencia al corte del concreto; es decir, $\phi V_c \geq V_u$. En caso contrario, se utilizarán ensanches alternados o corridos según sea necesario, hasta alcanzar una distancia que cumpla $\phi V_c \geq V_u$. La Figura 10 muestra la vista en planta y el detalle del ensanche alternado o corrido.

La resistencia al corte del concreto se calcula con la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = \phi \cdot (1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d) \quad (5.3.1)$$

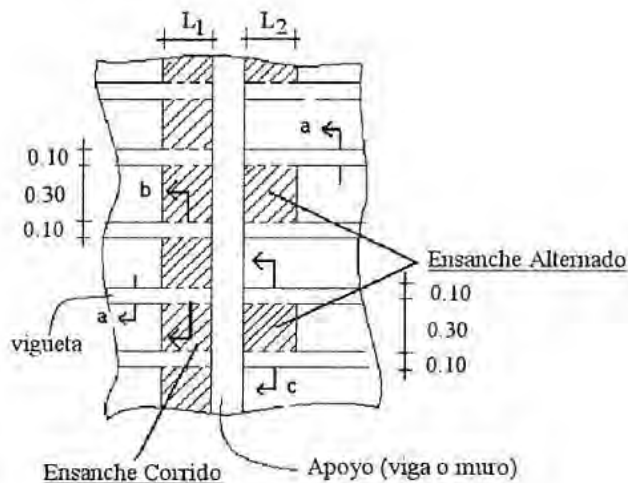


Figura 10. Vista en planta de ensanche corrido y alternado.

Nota. De *Apuntes del Curso Concreto Armado I* (p. 249), por Gianfranco Ottazzi Pasino, 2015, Fondo Editorial PUCP.

5.3 Corte y doblado de acero de refuerzo

En consecuencia, al diseño por flexión, se aprecia que existen zonas donde no se requerirá acero de refuerzo, tanto negativo como positivo; por lo tanto, para realizar una optimización de los diseños será necesario realizar el corte de las varillas a manera de generar bastones que satisfagan los requerimientos. Se tendrán en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El refuerzo deberá extenderse más allá del punto teórico donde ya no se requerirá acero de refuerzo para resistir los efectos de flexión. Se deberá extender una distancia igual al mayor valor entre “d” peralte efectivo o $12d_b$ (12 veces el diámetro de la barra).

Además, se utilizarán las siguientes reglas prácticas para el diseño de losa aligerada. Estas cumplen con los requerimientos de la Norma E.060.

- Para el refuerzo negativo, en apoyos interiores considerar $1/3.5$ de la luz libre para los bastones y en apoyos exteriores $1/5$.
- Para el refuerzo positivo, en apoyos interiores considerar $1/5$ de la luz libre y en apoyos exteriores $1/7$.

Lo anterior mencionado se muestra en la Figura 11.

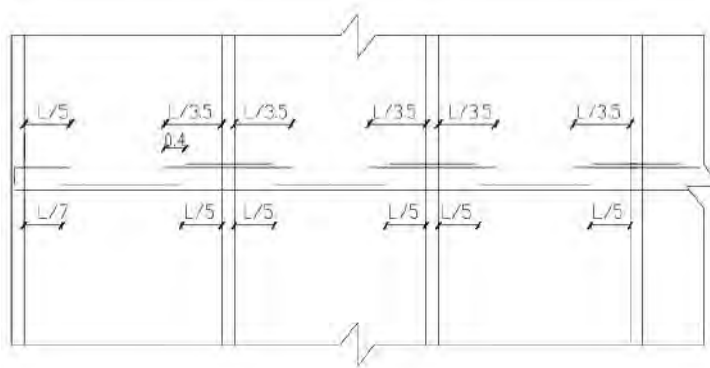


Figura 11. Esquema de corte de acero típico en aligerado.

Las recomendaciones anteriormente presentadas se verificaron con cálculos manuales y con el apoyo del SAP2000 para el análisis.

5.4 Refuerzo por contracción y temperatura

Para controlar la fisura y el agrietamiento debido a la contracción y la temperatura, se colocará un refuerzo por temperatura en la parte superior del aligerado perpendicular a la dirección del refuerzo por flexión. La cuantía mínima de este refuerzo será de acuerdo con la norma E.060, siendo equivalente al 0.18% del área bruta de la sección.

5.5 Control de deflexiones

Para limitar las deformaciones que pudiesen afectar de manera negativa la resistencia o funcionamiento de la estructura bajo cargas de servicio o influir de manera adversa hacia elementos no estructurales como, por ejemplo, muros de albañilería, es indispensable diseñar los elementos sometidos a flexión con una correcta rigidez.

En la Tabla 24 se muestran los espesores o peraltes mínimos para no verificar las deflexiones. Se debe considerar que estos valores mínimos se pueden obviar si se realiza un cálculo de deflexiones que demuestren que no se provocarán efectos adversos.

Tabla 24

Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.

Elementos	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Nota. De Norma Técnica E.060 Concreto Armado (p. 67), 2020.

Cuando el momento flector para cargas de servicio es menor que el momento de agrietamiento (M_{cr}), podrá utilizarse el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g). Dicho Momento se calculará con la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_c} \quad (5.5.1)$$

Donde la resistencia del concreto a tracción por flexión es f_r (Módulo de rotura), la cual se considera como:

$$f_r = 0.62 \cdot \sqrt{f_t} \quad (5.5.2)$$

El cálculo de las deflexiones se realizará con la inercia efectiva, la cual se obtiene de manera simplificada según la norma E.060. Además, se supondrá una rigidez en flexión del elemento a analizar constante a lo largo del tramo y el momento de inercia será un promedio ponderado según:

Para elementos continuos en ambos extremos:

$$I_e \text{ promedio} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4} \quad (5.5.3)$$

Para elementos continuo en un solo extremo:

$$I_e \text{ promedio} = \frac{I_{e2} + 2I_{e3}}{3} \quad (5.5.4)$$

Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos:

$$I_e \text{ promedio} = I_{e3} \quad (5.5.5)$$

Para elementos en voladizo:

$$I_e \text{ promedio} = I_{e4} \quad (5.5.6)$$

Donde I_{e1} e I_{e2} son los momentos de inercia en los extremos del tramo y I_{e3} es el momento de inercia en el medio.

Las deflexiones diferidas, se deben a la acción de las cargas sostenidas en periodos de tiempo prolongados. Dicha deflexión se calcula multiplicando las deflexiones inmediatas por un factor (λ), según el acápite 9.6.2.5 de la norma E.060, con la siguiente expresión:

$$\lambda \Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (5.5.7)$$

Donde, ξ es el factor que depende del tiempo para cargas sostenidas y ρ' es la cuantía del refuerzo en compresión representativo.

Finalmente, en la Tabla 25 se muestran las deflexiones máximas admisibles.

Tabla 25

Deflexiones máximas admisibles (Norma E.060, 2020).

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) †	$l/480$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) †	$l/240$

Nota. De Norma Técnica E.060 Concreto Armado (p. 70), 2020.

5.6 Ejemplo de diseño de losa aligerada

A modo de ejemplo, se procedió a diseñar la vigueta de una losa aligerada de 2 tramos ubicada entre los ejes B-C/3-5. Para el metrado de cargas se consideró una franja tributaria de 40 cm de ancho, la cual corresponde al ancho de vigueta. La Figura 12 muestra la ubicación de la vigueta a analizar.

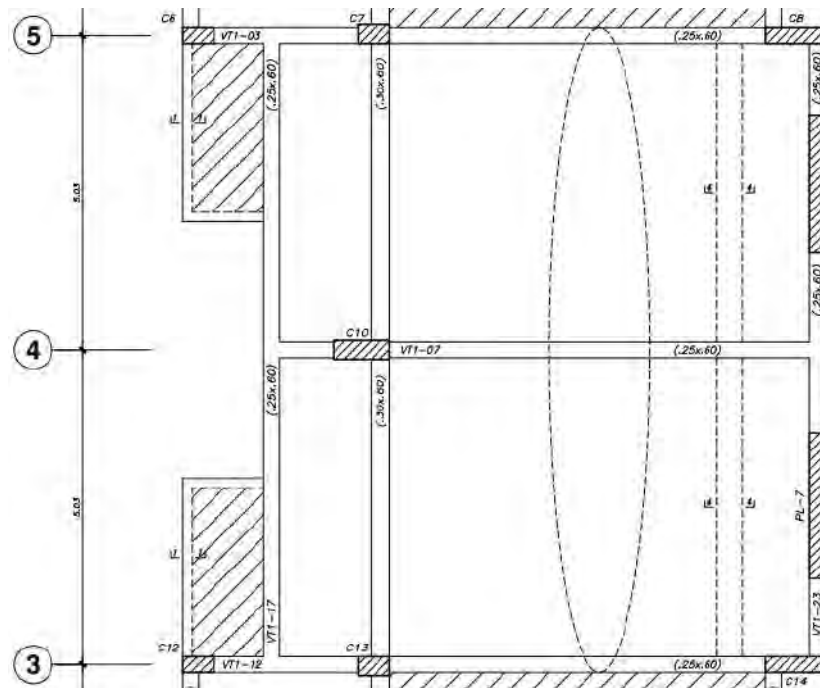


Figura 12. Ubicación de la vigueta para el análisis.

En la tabla 26 se presenta el metrado de cargas consideradas en cada tramo de la losa aligerada. Se multiplicó la carga repartida por el ancho tributario de la vigueta (40 cm).

Tabla 26

Metrado de cargas en vigueta.

	Cargas	Tramo 1	Tramo 2
CM	Peso propio (Ton/m)	0.12	0.12
	Peso piso terminado (Ton/m)	0.04	0.04
CV	SC Losa Aligerada (Ton/m)	0.08	0.08
CU	1.4CM + 1.7CV (Ton/m)	0.36	0.36

Fuente: Elaboración propia

Diseño por Flexión

Se realizó un análisis en SAP2000 utilizando un modelo 2D, en el cual se evaluaron dos casos. El primero consideró condiciones de empotramiento en ambos extremos, mientras que el segundo consideró apoyos en ambos extremos. Se superpusieron ambos casos y se

obtuvieron los momentos máximos. Las Figuras 13 y 14 muestran el diagrama de momentos flectores para ambos casos de la viga analizada.

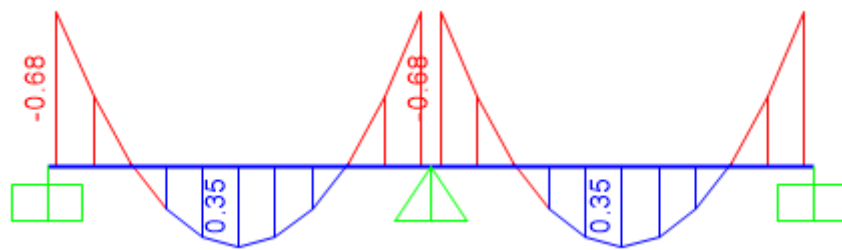


Figura 13. Diagrama de momentos flectores (DMF) – Caso empotrado.

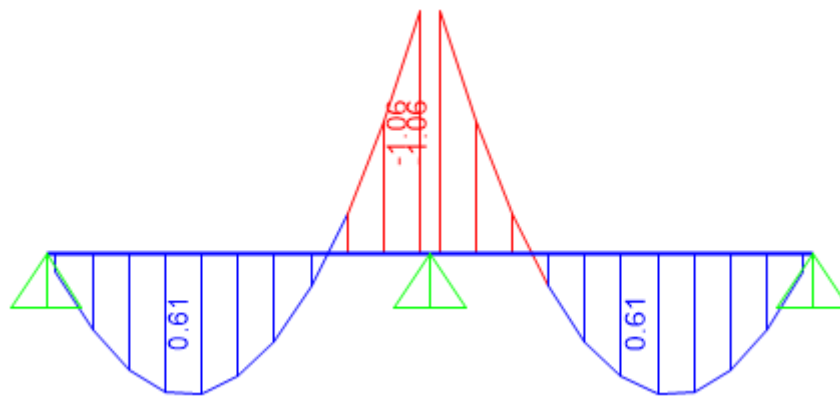


Figura 14. Diagrama de momentos flectores (DMF) – Caso apoyado.

Con los momentos máximos obtenidos se calculó el acero de refuerzo con las fórmulas de flexión, considerando un peralte efectivo de 17 cm.

Tabla 27

Diseño por flexión de losa aligerada.

Mu (ton-m)	d (cm)	As min (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	Barras Colocadas	As inst. (cm ²)
-0.68	17	2.36	2.71	1.15	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"	1.42
+0.61	17	0.41	0.57	0.97	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"	1.42
-1.06	17	2.36	4.47	1.9	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	2
+0.61	17	0.41	0.57	0.97	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"	1.42
-0.68	17	2.36	2.71	1.15	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"	1.42

Fuente: Elaboración propia.

Se verificó que el refuerzo elegido para la losa aligerada cumple con el acero máximo y mínimo, calculados anteriormente.

Diseño por cortante

Al igual que en el diseño por flexión, se obtuvieron las fuerzas cortantes últimas a una distancia “d” de la cara de la viga, combinando ambos casos. Las figuras 15 y 16 presentan los diagramas de fuerza cortante (DFC) de la vigueta analizada.

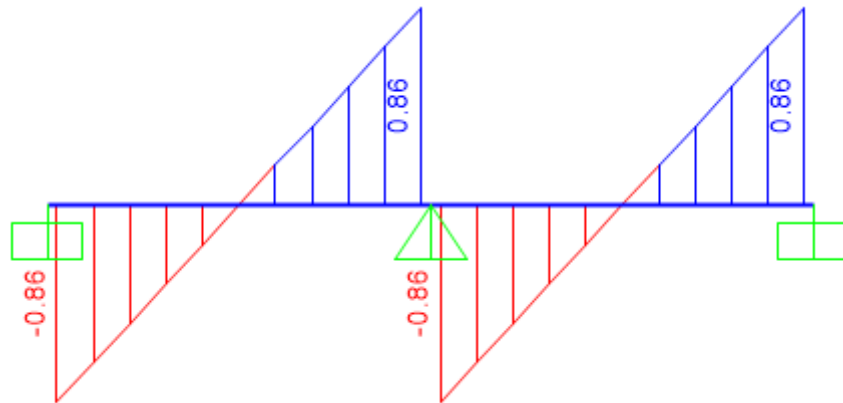


Figura 15. Diagrama de fuerza cortante – caso empotrado.

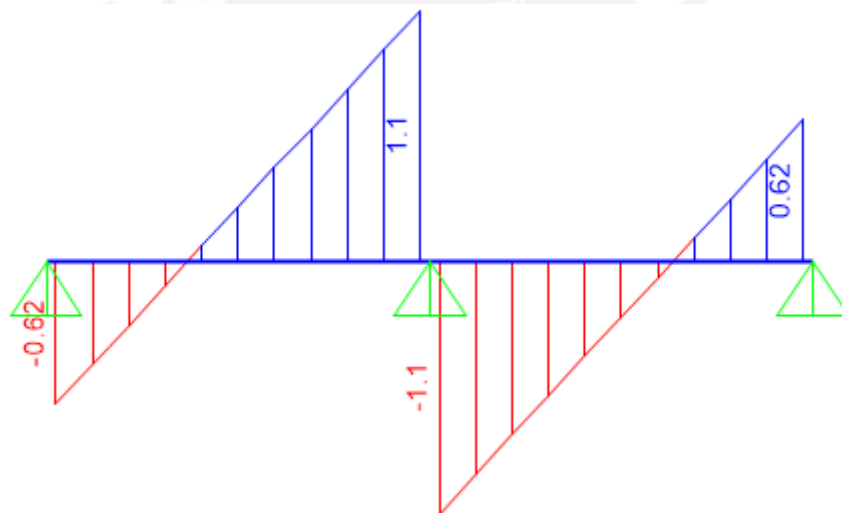


Figura 16. Diagrama de fuerza cortante – caso empotrado.

Se calculó la resistencia al corte del concreto para lo cual haremos uso de la fórmula 5.3.1.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 17) = 1.22 \text{ Ton}$$

De los diagramas de fuerza cortante, la fuerza cortante última a una distancia “d” de la cara de la viga es 1.03 Ton. Se verificó que cumple la condición $V_u \leq \phi V_c$.

Corte del Acero de Refuerzo

De la Tabla 27, se puede observar que se colocarán bastones positivos y negativos. Por ello, se realizará el corte de acero de refuerzo.

- Para el refuerzo positivo en las zonas centrales de las viguetas, los cortes teóricos son: a la izquierda, 92 cm; y a la derecha, 277 cm. A ambos valores se les suma el peralte “d” de 17 cm, lo que resulta en cortes de 62.5 cm y 294 cm, respectivamente. Se redondean a valores de 60 cm y 295 cm.
- Para el refuerzo negativo en el apoyo interior, se consideró un corte de refuerzo equivalente al 1/3.5 de la luz libre, es decir, 135 cm. Además, se le resta 30 cm al bastón en ambos lados de la vigueta. De manera similar, para el caso de los refuerzos negativos en los extremos, se consideró un corte de refuerzo equivalente al 1/5 de la luz libre, es decir, 100 cm. También se le resta 30 cm al bastón.

Acero de Temperatura

Se calculó el acero por temperatura, este se colocará perpendicular a la dirección de las viguetas.

$$As_t = 0.0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero de refuerzo elegido será $\phi 1/4'' @ 0.25\text{m}$.

Control de Deflexiones

Inicialmente, se realizará un breve cálculo para ver si será necesario verificación de las deflexiones para la vigueta a analizar.

$$\frac{L}{21} = \frac{5.05}{21} = 0.24\text{m}$$

De este cálculo podemos concluir que, efectivamente se deberá realizar la verificación. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla a continuación.

El tramo en análisis se considera como continuo en ambos extremos, por lo tanto se calculan los momentos de inercia en los extremos y parte central. En la Tabla 28 se muestra el cálculo de la inercia efectiva y en la Tabla 28 el cálculo de las deflexiones.

Tabla 28*Cálculo de inercia efectiva.*

	Centro	Apoyo Der.
As' (cm ²)	-	2.0
As (cm ²)	1.42	1.42
M CM (Ton.m)	0.27	0.47
M CV (Ton.m)	0.14	0.24
fr (kg/cm ²)	28.98	28.98
\bar{y} (cm)	13.21	13.21
Ig (cm ⁴)	11,801	11,801
Mcr (kg.cm)	25,882	25,882
a (cm)	3.31	3.63
Icr (cm ⁴)	2,980	3,958
I efectiva (cm ⁴)	5,199	4,337
I efectiva tramo (cm⁴)		4,912

Fuente: Elaboración propia.

Luego, se calculó las deflexiones inmediatas por cargas de servicio con la inercia efectiva, para ello se obtuvieron las deflexiones elásticas del modelo del elemento en SAP2000. En la tabla 29 se presenta el cálculo de deflexiones.

Tabla 29*Deflexiones inmediatas y diferidas.*

DEFLEXIONES INMEDIATAS	
Δi CM (cm)	1.11
Δi CV (cm)	0.55
DEFLEXIONES DIFERIDAS	
ρ (%)	0.19%
λ	1.75
Δd CM (cm)	1.94
Δd CV (30%) (cm)	0.29

Fuente: Elaboración propia.

Como la losa analizada no soporta elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes, la deflexión considerada es la deflexión inmediata debido a la carga viva.

$$\delta t = \Delta i cv = 0.55 m$$

Y, por ende, la deflexión límite es $L/360$

$$\delta_{limite} = \frac{L}{360} = \frac{475}{360} = 1.3 cm$$

Se verificó que la deflexión total es inferior al límite establecido por la Norma E.060.

La figura 17 muestra el diseño final de la losa aligerada.

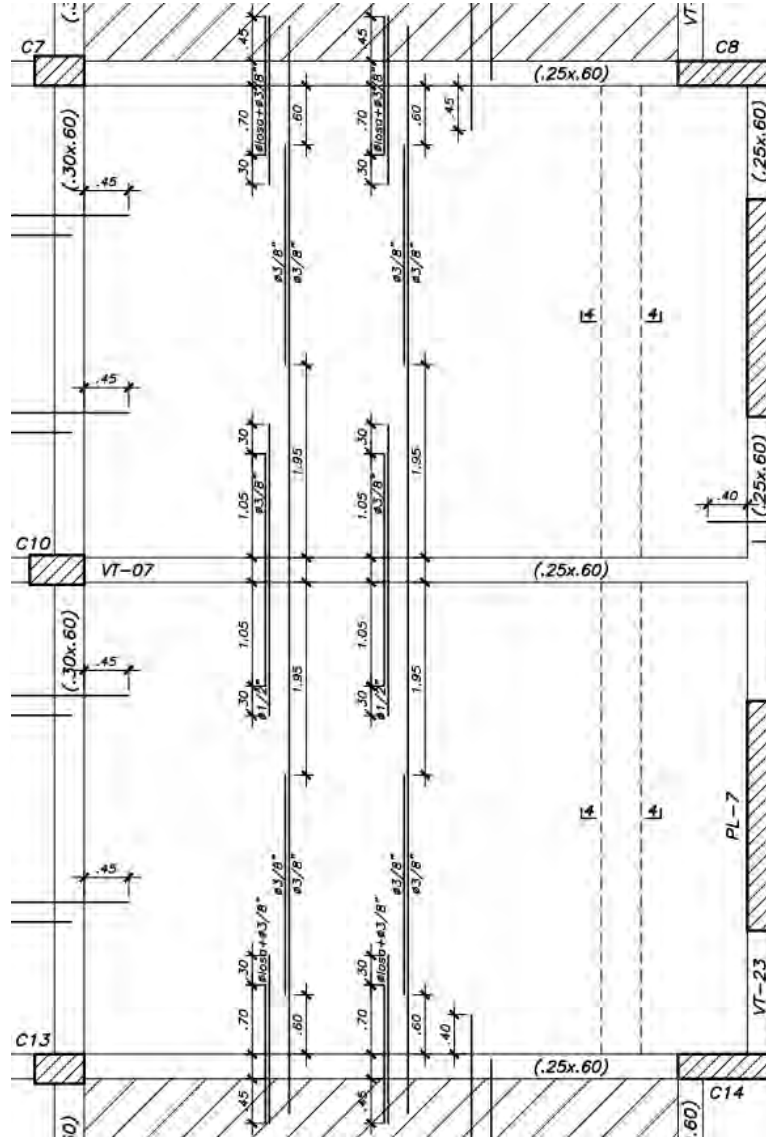


Figura 17. Diagrama de fuerza cortante – caso empotrado.

6 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas suelen ser más costosas que las losas aligeradas, por lo que su elección debe ser eficiente. En este proyecto, se optó por losas macizas armadas en dos direcciones en áreas de mayor luz, donde la relación de lados se acerca a la unidad. A pesar de tener espesores pequeños debido a su composición de concreto y acero, estas losas aportan una gran rigidez al diafragma. También se eligieron las losas macizas para facilitar la instalación de tuberías, ya que en una losa aligerada estas podrían interferir con las viguetas.

En nuestro proyecto, se decidió colocar la losa maciza en zona de servicios higiénicos debido a la alta concentración de tuberías. También se optó por ubicarla en la zona de ascensores y escaleras debido a su geometría, ya que la relación entre sus lados es menor a 2. Por lo tanto, no se podría asumir que una dirección es más importante que la otra.

A continuación, se muestra el procedimiento de diseño para el paño B-C/5-6 del piso típico, siguiendo el mismo procedimiento para el diseño del resto de losas macizas.

6.1 Diseño por Flexión

Para el cálculo de acero por flexión se utilizarán las mismas ecuaciones descritas en el capítulo de diseño de losa aligerada. El acero mínimo según las indicaciones de la norma E.060 viene dada por la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h \quad (6.1.1)$$

6.2 Diseño por corte

Al igual que para el diseño de losa aligerada, se verificará que la fuerza cortante última sea menor que la resistencia al corte del concreto. Sin embargo, para este caso no se aplicará el incremento del 10% considerado para la resistencia al corte de viguetas.

La losa maciza no lleva refuerzo transversal, por lo que el concreto debe resistir la fuerza cortante última. Se calculó la resistencia del concreto de la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (6.2.1)$$

6.3 Ejemplo de diseño de losa maciza

Como ejemplo se diseñó la losa maciza ubicada entre los ejes B-C/5-6 en un piso típico. La Figura 18 muestra la ubicación de la losa maciza.

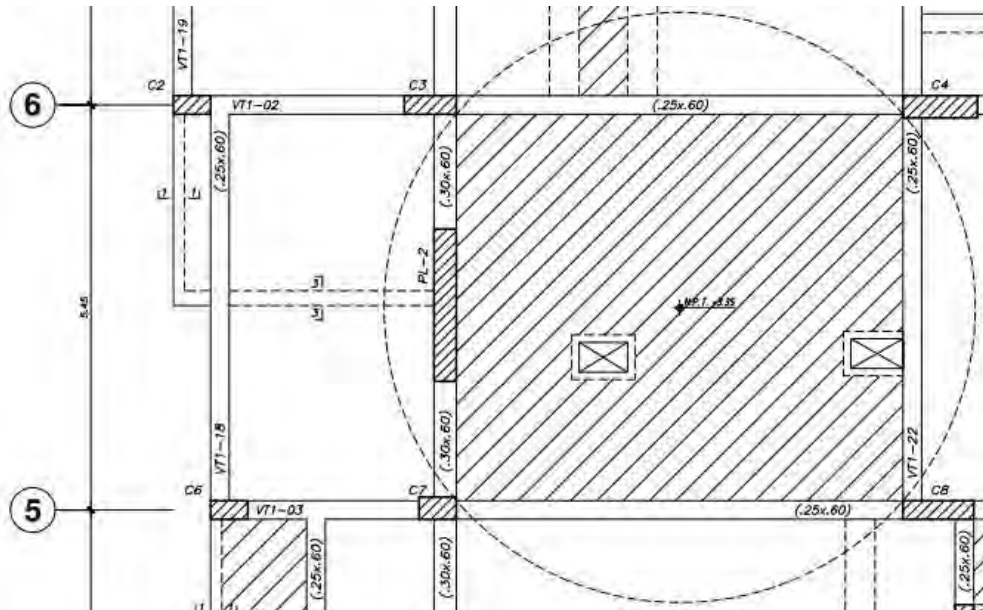


Figura 18. Ubicación de la losa maciza.

Como se puede apreciar en la Figura 18 se observa que la losa a analizar es colindante, en todos sus bordes, con losas aligeradas. Se realizó un modelo en SAP2000 con viguetas para considerar su rigidez y no considerar un giro nulo como en un empotramiento, de esta manera el modelo se asemeja su comportamiento real. El armado superior de la losa maciza coincide con la separación de las viguetas para que la continuidad de los aceros permita considerar una losa apoyada en sus 4 lados.

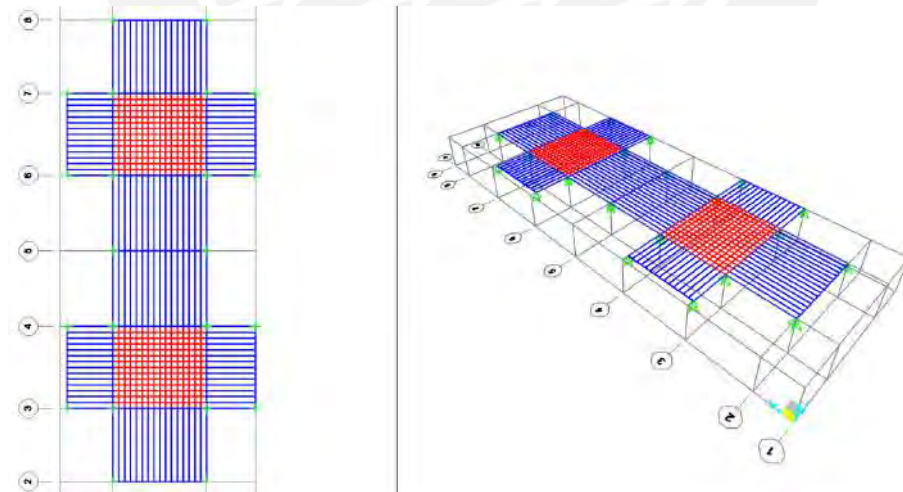


Figura 19. Modelo de losa maciza.

En la tabla 30 se presenta el metrado de las cargas actuantes en la losa maciza.

Tabla 30

Metrado de cargas en losa maciza.

	Cargas	Total
	Peso propio (Ton/m ²)	0.48
CM	Peso piso terminado (Ton/m ²)	0.10
	Peso Tabique Losa Maciza (Ton/m ²)	0.44
CV	SC Losa Maciza (Ton/m ²)	0.20
CU	1.4CM + 1.7CV (Ton/m²)	1.77

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por flexión

Con el modelo en SAP2000, se obtuvieron los momentos últimos en cada dirección, y con ellos se calculó el acero requerido en ambas direcciones. Las Figuras 20 y 21 muestran los momentos máximos y mínimos en la losa maciza en dirección X e Y respectivamente.

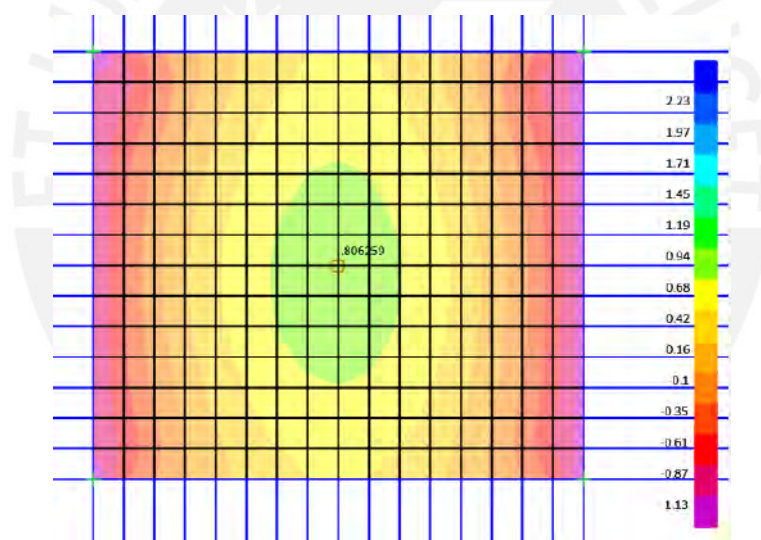


Figura 20. Momentos flectores en losa maciza - dirección X.

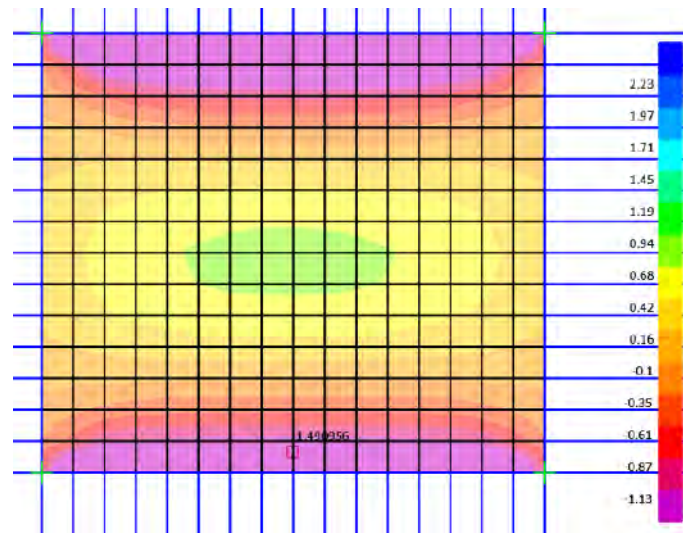


Figura 21. Momentos flectores en losa maciza - dirección Y.

Se calculó el acero mínimo con la fórmula 6.1.1.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Se eligió el acero de refuerzo de $\phi 3/8'' @ 0.20\text{m}$.

Con ayuda de las fórmulas 5.2.4, 5.2.5 y 5.2.6, del capítulo 5, se calculó el acero de refuerzo requerido para las cargas últimas. En las Tablas 31 y 32 se muestran los cálculos de acero para la dirección X e Y respectivamente.

Tabla 31

Diseño por flexión en losa maciza en dirección X.

Momento	Mu (ton.m)	As min (cm ²)	As (cm ²)	Distribución	As instalado (cm ²)
Positivo	0.81	3.60	1.27	$\phi 3/8'' @ 0.20$	3.55
Negativo	1.00	3.60	1.57	$\phi 3/8'' @ 0.40$	1.77

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32

Diseño por flexión en losa maciza en dirección Y.

Momento	Mu (ton.m)	As min (cm ²)	As (cm ²)	Distribución	As instalado (cm ²)
Positivo	0.75	3.60	1.18	$\phi 3/8'' @ 0.20$	3.55
Negativo	1.49	3.60	2.36	$\phi 3/8'' @ 0.40$	3.55

Fuente: Elaboración propia.

En ambas direcciones se colocó una malla inferior de $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$ y una malla superior de $\phi 3/8'' @ 40 \text{ cm}$. Además, se colocaron bastones negativos $\phi 3/8'' @ 40 \text{ cm}$.

Diseño por corte

Del modelo se obtuvo las fuerzas cortantes últimas a una distancia “d” de la cara de la viga. Estas fuerzas cortantes se compararon con la resistencia del concreto.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 = 11.10 \text{ Ton}$$

En la Tabla 33 se muestran la verificación por cortante:

Tabla 33

Verificación por cortante en losa maciza.

Eje	Vu (ton)	$\phi V_c \geq V_u$
X	5.62	Cumple
Y	5.99	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Se verificó que se cumple la condición $\phi V_c > V_u$.

La Figura 22 presenta el diseño final de la losa maciza.

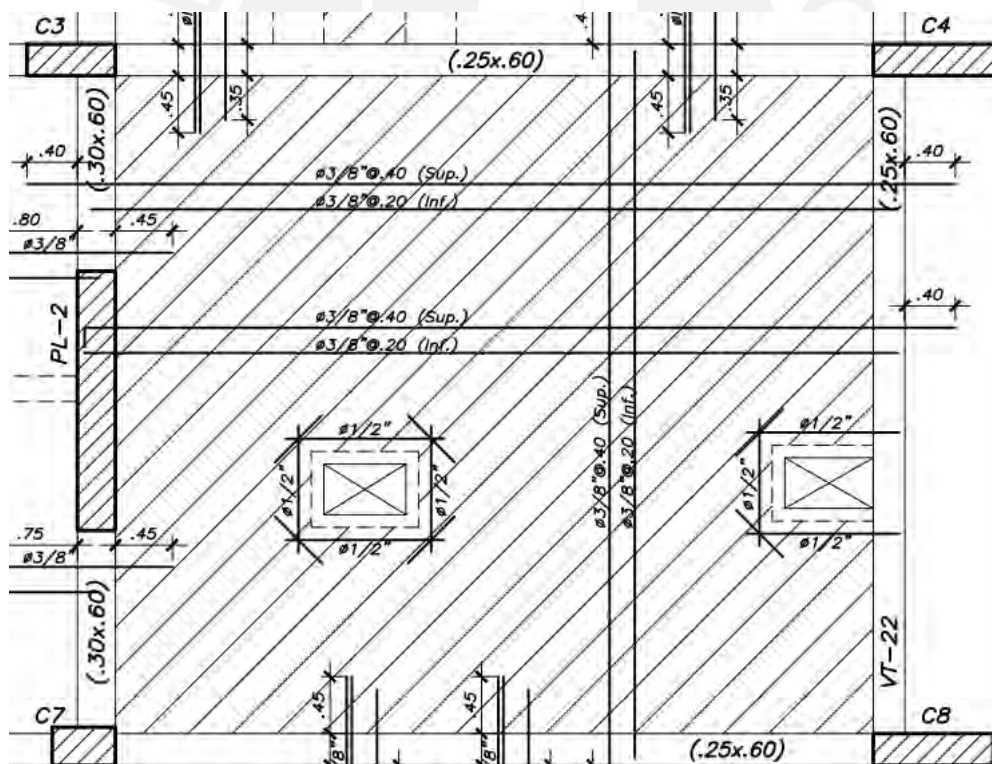


Figura 22. Diseño final de losa maciza.

7 DISEÑO DE VIGAS

7.1 Diseño de vigas peraltadas

Son elementos estructurales que transmiten las cargas laterales provenientes de las acciones sísmicas a las placas y columnas. Las vigas se conectan apoyándose en las columnas y/o placas formando pórticos.

Las vigas se diseñan por efectos de flexión y de cortante, considerando cargas que actúan directamente sobre ellas (peso propio, peso del tabique, etc.) y cargas de sismo.

7.1.1 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión, se utilizó la envolvente de combinaciones del modelo en ETABS para hallar los momentos últimos de diseño.

Para el diseño por resistencia, haciendo uso de las ecuaciones de equilibrio se puede conocer la profundidad del bloque equivalente de compresiones y calcular el área de acero.

$$\phi Mn \geq Mu \quad (7.1.1.1)$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot e}} \quad (7.1.1.2)$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (7.1.1.3)$$

$$\phi Mn = \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (7.1.1.4)$$

La norma establece una cantidad de acero mínimo y máximo, se determina mediante las siguientes fórmulas:

$$Asmin = \frac{0.22 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{fy} \quad (7.1.1.5)$$

$$Asmax = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d \quad (7.1.1.6)$$

El capítulo 21 de la norma E.060 establece los siguientes requisitos para el diseño de vigas con sistema resistente a muros.

- El momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor a un tercio del momento negativo en dicho extremo.

- El momento negativo y positivo en cualquier sección de la viga no debe menores a un cuarto del momento nominal en la cara del nudo.

7.1.2 Diseño por cortante

La resistencia al corte del elemento (V_n) es producto de la suma del aporte del concreto (V_c) y del acero de refuerzo en el alma (V_s). La resistencia nominal es comparada con la fuerza de corte última (V_u) a una distancia “d” medida desde la cara del apoyo.

Las expresiones que se utilizan para el cálculo de la resistencia de una sección del elemento:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \quad (7.1.2.1)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (7.1.2.2)$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (7.1.2.3)$$

Entonces, para hallar el espaciamiento de estribos se empleó la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (7.1.2.4)$$

Se analizaron 3 casos para calcular el espaciamiento máximo de los estribos, a continuación, se detallan:

Para el caso que $V_u > \phi V_c$, la Norma E.060 exige que el espaciamiento entre estribos siga las siguientes condiciones:

$$\text{Si } V_s \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \rightarrow S_{max} \leq \min \left\{ 0.6, \frac{d}{2} \right\} \quad (7.1.2.5)$$

$$\text{Si } V_s > 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \rightarrow S_{max} \leq \min \left\{ 0.3, \frac{d}{4} \right\} \quad (7.1.2.6)$$

Para el caso que $\phi V_c > V_u > 0.5 \phi V_c$, se deberá colocarse estribos mínimos. Se tomará el menor valor entre:

$$S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b} \quad (7.1.2.7)$$

$$S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b} \quad (7.1.2.8)$$

Para el caso que $V_u \leq 0.5 \phi V_c$, se colocará estribos mínimos.

El capítulo 21 de la norma E.060 establece que la fuerza cortante de diseño de vigas que resisten efectos sísmicos debe ser el menor valor entre la cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales (M_n) en cada extremo del elemento más el cortante isostático para las cargas de gravedad y el cortante máximo de las combinaciones de carga con un factor de amplificación sísmica igual a 2.5. La cortante de diseño asociada al primer caso se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_u = V_{u_{isostático}} + \frac{M_{n_i} + M_{n_d}}{L_n} \quad (7.1.2.9)$$

La Figura 23 presenta el esquema de cálculo para obtener la cortante última de diseño.

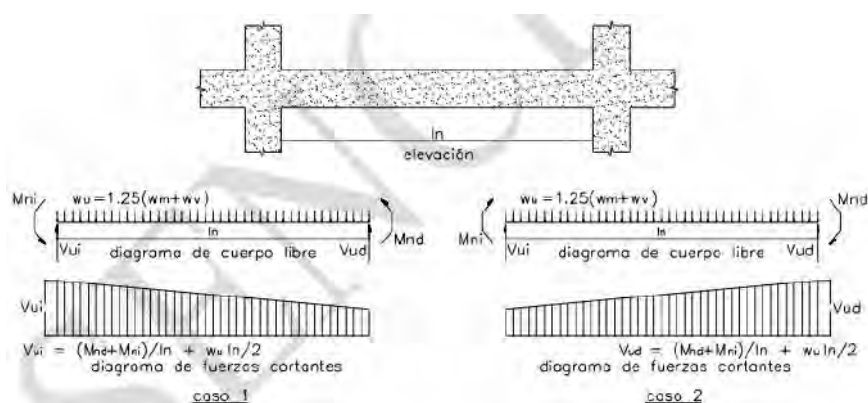


Figura 23. Fuerza cortante de diseño en vigas.

Nota. De Norma Técnica E.060 Concreto Armado (p. 168), 2020.

Asimismo, la norma E.060 establece requisitos para el espaciamiento de estribos en vigas en edificios con sistema resistente de muros. En la zona de confinamiento, que abarca una longitud igual a dos veces el peralte medido desde la cara del apoyo, se debe considerar que el espaciamiento de los estribos deberá ser el menor valor entre:

- $d/4$
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento
- 30 cm.

En la zona central, los estribos deberán tener un espaciamiento máximo igual a $d/2$. La Figura 24 presenta de manera gráfica el espaciamiento de estribos para vigas con responsabilidad sísmica.

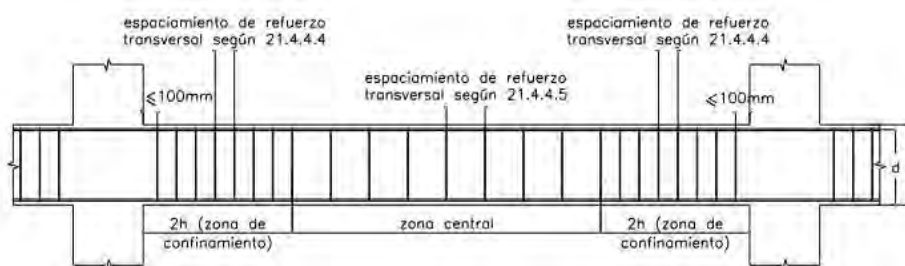


Figura 24. Requerimientos de estribos en vigas.

Nota. De Norma Técnica E.060 Concreto Armado (p. 170), 2020.

7.1.3 Corte de varillas de refuerzo

La Norma E.060 (2020), establece ciertos criterios para el corte de refuerzo con la finalidad de asegurar la resistencia suministrada por los bastones o barras de refuerzo.

Otazzi (2016) resume las longitudes de anclaje para refuerzos superiores e inferiores según los diámetros y resistencia del concreto, además de presentar un esquema general donde indica el punto de corte para dichos refuerzos.

Las Tablas 34 y 35 muestran las longitudes de anclajes para refuerzos superiores e inferiores y la Figura 22 presenta el esquema de corte de refuerzo.

Tabla 34

Longitudes de Anclaje en Tracción – Barras Inferiores.

			f'c (kg/cm ²)				
			210	280	350	420	550
Barra	Db (cm)	Ab (cm²)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	24	22	20	17
3/8"	0.95	0.71	34	29	26	24	21
1/2"	1.27	1.29	45	39	35	32	28
5/8"	1.59	2.00	56	49	43	40	35
3/4"	1.91	2.84	67	58	52	48	42
7/8"	2.22	3.87	98	85	76	69	60
1"	2.54	5.10	112	97	86	79	69
1 3/8"	3.58	10.06	157	136	122	111	97

Nota. De *Apuntes del Curso Concreto Armado I* (p. 499), por Gianfranco Ottazzi

Pasino, 2015, Fondo Editorial PUCP.

Tabla 35

Longitudes de Anclaje en Tracción – Barras Superiores.

Barra	Db (cm)	Ab (cm ²)	f'c (kg/cm ²)				
			210	280	350	420	550
8 mm	0.80	0.50	37	32	28	26	23
3/8"	0.95	0.71	44	38	34	31	27
1/2"	1.27	1.29	58	51	45	41	36
5/8"	1.59	2.00	73	63	57	52	45
3/4"	1.91	2.84	88	76	68	62	54
7/8"	2.22	3.87	127	110	98	90	78
1"	2.54	5.10	145	126	112	103	90
1 3/8"	3.58	10.06	204	177	158	145	126

Nota. De *Apuntes del Curso Concreto Armado I* (p. 499), por Gianfranco Ottazzi Pasino, 2015, Fondo Editorial PUCP.

La Figura 25 muestra el esquema acotado para el corte de acero para momentos positivos y negativos.

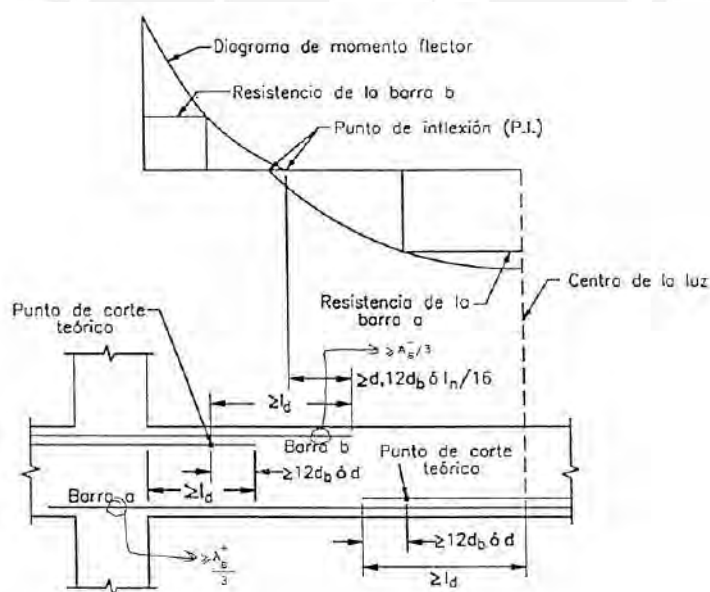


Figura 25. Corte de acero para momentos positivos y negativos.

7.1.4 Control de deflexiones

De acuerdo a la Norma E.060, los elementos sometidos a flexión deben ser diseñados para que cuenten con gran rigidez con el fin que no presente deformaciones que afecten su funcionamiento.

Para el caso de las vigas peraltadas, se debe cumplir la siguiente condición:

$$h \geq \frac{L}{16} \quad (7.1.4.1)$$

En el proyecto, la viga de mayor longitud es igual a 7.15 m, por lo tanto:

$$h \geq \frac{7.15}{16} = 0.45 \text{ m} < 0.60 \text{ m}$$

Por consiguiente, no se verificarán deflexiones en vigas peraltadas.

7.1.5 Empalmes

Para las vigas peraltadas se tomarán en cuenta empalmes en zonas donde no haya máximos esfuerzos. En la Figura 26 se muestra la ubicación de los empalmes para vigas, tanto para las barras superiores como para las inferiores.

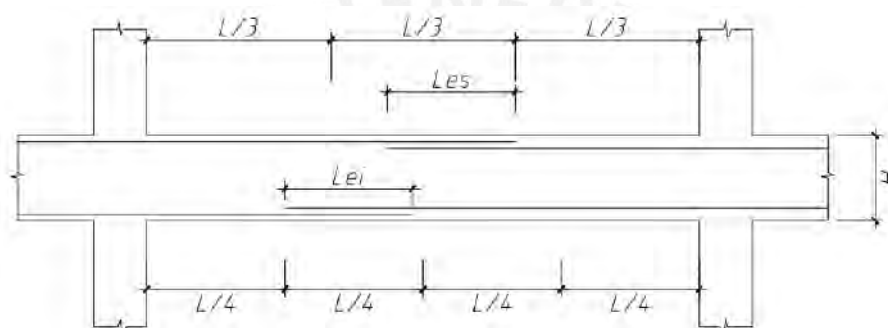


Figura 26. Empalmes traslapados para vigas peraltadas (Blanco, 1994).

Nota. Adaptado de *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (p. 113), A. B. Blasco, 1994.

La Tabla 36 presenta los valores de longitudes de empalme para las barras superiores (Les) y para las barras inferiores (Lei) que dependen del diámetro del acero.

Tabla 36

Empalmes para vigas según el diámetro (Blanco, 1994).

Diámetro de Barra	Empalme (m)	
	Barra Inferior	Barra Superior
3/8"	40	45
1/2"	40	50
5/8"	50	60
3/4"	60	75
1"	115	130

Nota. Adaptado de *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (p. 113), A. B. Blasco, 1994.

7.1.6 Ejemplo de diseño de vigas

A modo de ejemplo, se diseñará la viga VT-20 ubicada en el eje B. Del modelo en ETABS se obtuvieron los momentos flectores y fuerzas cortantes últimas.

Para el metrado de cargas de las vigas se considera, a cada una de ellas, un área de influencia de acuerdo a la distribución, sentido de las losas y los muros de albañilería. En la Figura 27 se muestra la ubicación de la viga VT-20.

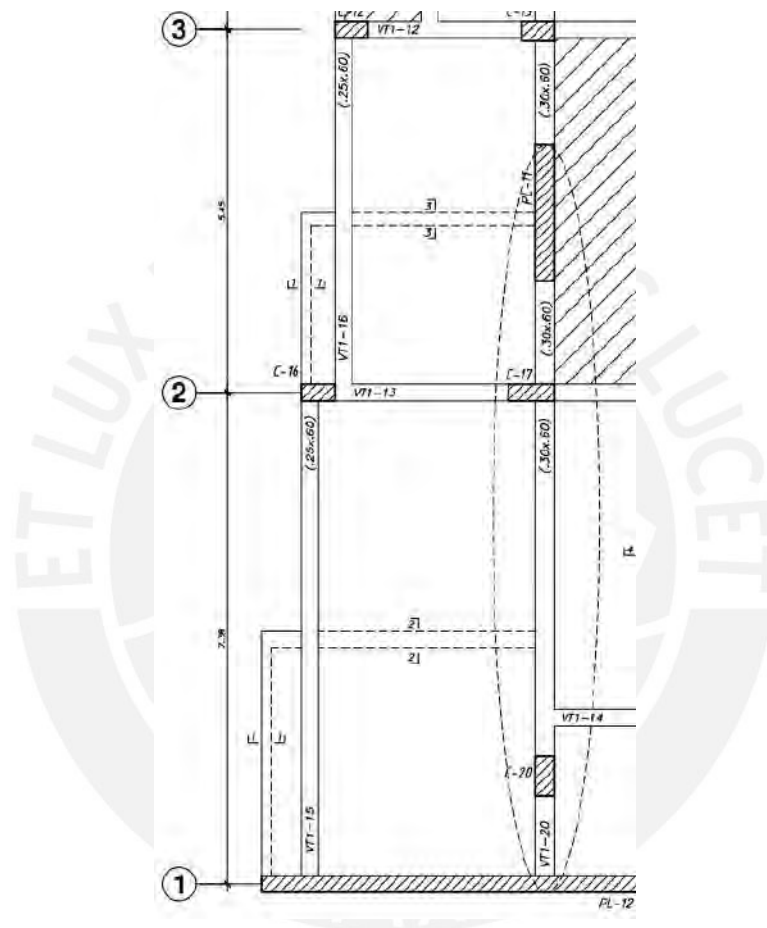


Figura 27. Ubicación de Viga VT-22.

En la tabla 37 se muestra el metrado de cargas distribuidas actuantes y en la tabla 38 las cargas puntuales actuantes en los tramos de la viga.

Tabla 37*Cargas lineales de la Viga VT-20.*

	Cargas	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		1	2	3	4	5
CM	Peso propio (Ton/m)	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
	Peso Losa Aligerado + pt (Ton/m)	0.70	0.70	0.60	0.60	0.35
	Peso Losa Maciza + pt (Ton/m)	-	-	0.80	0.80	-
	Peso Tabique (Ton/m)	1.24	0.36	0.22	0.22	-
CV	SC Losa Aligerado (Ton/m)	0.35	0.35	0.30	0.30	0.18
	SC Losa Maciza (Ton/m)	-	-	0.16	0.16	-
Carga Ultima (Ton/m)		3.91	2.69	3.64	3.64	1.39

Fuente: Elaboración propia.

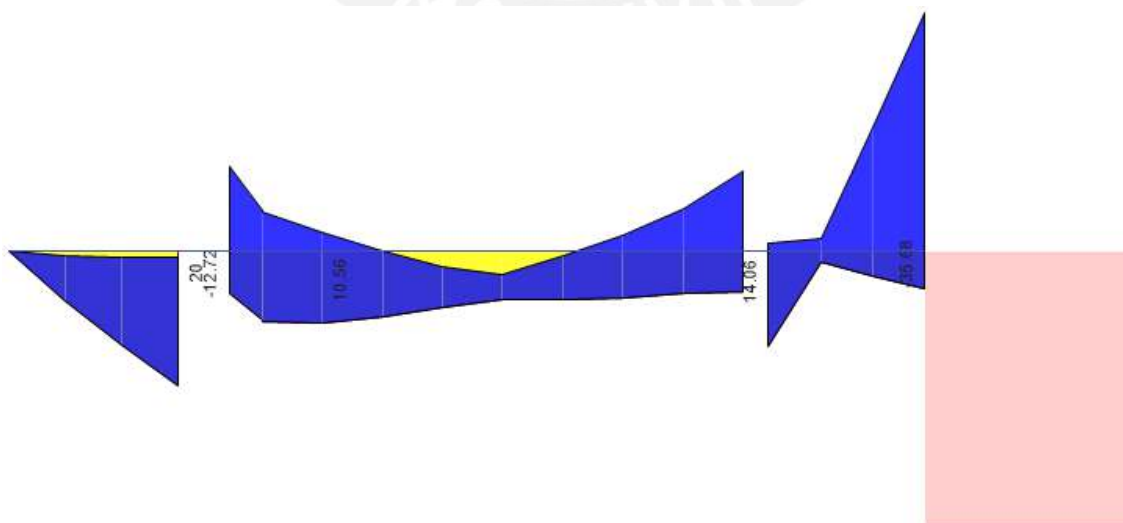
Tabla 38*Cargas concentradas actuantes en viga VT-20.*

	Cargas Puntuales	Tramo 2
CM	Peso Tabique (Ton)	1.30
	Peso Viga chata (Ton)	0.21
	Peso VT-01 (Ton)	8.67
CV	Peso VT-01 (Ton)	2.03
PU1 (Ton/m)		15.88

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión, se utilizó la envolvente de combinaciones del modelo tridimensional en ETABS para hallar los momentos últimos de diseño.

*Figura 28. Envolvente de momentos flectores (Ton-m).*

Con los momentos flectores máximos obtenidos se procedió a calcular el acero requerido y se verificó que cumpla con el acero máximo y mínimo. La Tabla 39 muestra el cálculo de acero requerido por flexión.

Tabla 39

Diseño por flexión de viga VT-20.

Momento	d (cm)	As min (cm ²)	As max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	Varillas colocadas	As inst. (cm ²)
-0.1	54	3.89	25.82	0.04	0.05	2 ϕ 1"	10.2
+19.99	54	3.89	25.82	8.32	10.61	2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 3/4"	11.36
-12.72	54	3.89	25.82	5.13	6.54	2 ϕ 1"	10.2
+10.56	54	3.89	25.82	4.22	5.38	2 ϕ 3/4"	5.68
-12.08	54	3.89	25.82	4.86	6.20	2 ϕ 1"	10.2
+14.06	54	3.89	25.82	5.70	7.27	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	8.52
-35.67	54	3.89	25.82	16.11	20.54	2 ϕ 1" + 2 ϕ 1"	20.4

Fuente: Elaboración propia.

Se decidió colocar 2 barras de ϕ 1" como acero corrido superior y 2 barras de ϕ 3/4" como acero corrido inferior.

Corte del refuerzo

Las longitudes de los bastones se determinan en base a los puntos teóricos. Entonces, de los resultados del diseño por flexión se tienen la cantidad de acero colocado y la resistencia de diseño (ϕ Mn).

La Norma E.060 exige que al corte en el punto teórico se le sume, como mínimo, la mayor longitud entre d, 12db y Ln/16.

- Para el Tramo 1, extremo izquierdo, el corte teórico es de 54 cm más d = 54cm resulta un corte de 108 cm. Se toma el valor de 110 cm.
- Para el Tramo 6, extremo derecho, el corte teórico es de 57 cm más d = 54cm resulta un corte de 111 cm. Se toma el valor de 115 cm.

Diseño por cortante

La figura 29 presenta la envolvente de fuerzas cortantes de los tres primeros tramos de la viga VT-20.

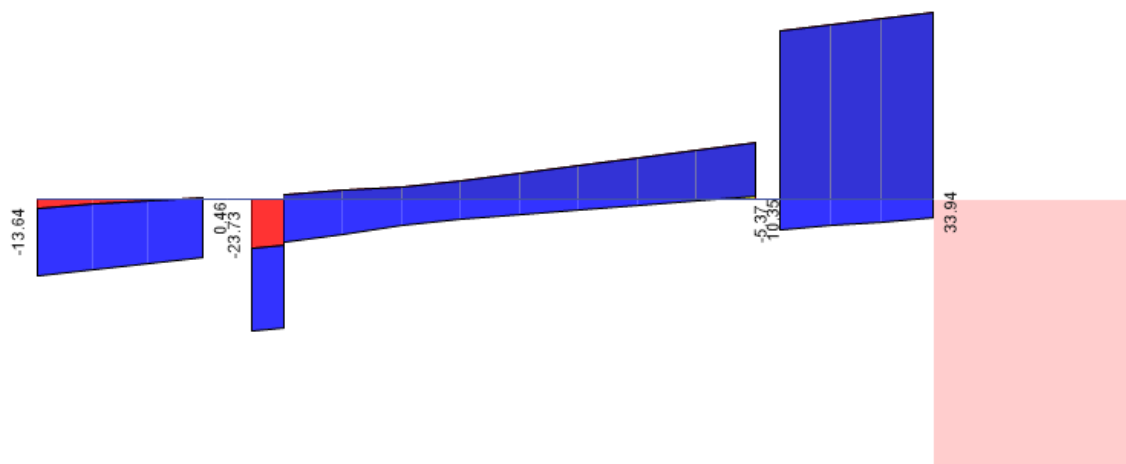


Figura 29. Envoltorio de fuerza cortante (Ton).

El tercer tramo de la viga VT-20, la fuerza cortante se diseñará por capacidad.

Se calculó la resistencia del concreto (ϕV_c) para compararlo con el V_u final, a “d” de la cara de la columna, de cada tramo. La Tabla 40 muestra la verificación por cortante de la viga.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 54 = 8.81 \text{ Ton}$$

Tabla 40

Verificación por cortante VT-20.

Tramo	Vud (Ton)	¿Vu > φVc?	Vs (Ton)	S req (cm)	Vs Limite (Ton)	S max (cm)
T1 (Izq)	12.31	Requiere refuerzo	2.04	157.87	25.82	27.00
T1 (Der)	11.38	Requiere refuerzo	0.95	340.46	25.82	27.00
T2 (Izq)	7.00	No requiere refuerzo	-4.21	-76.55	25.82	27.00
T2 (Der)	9.08	No requiere refuerzo	-1.76	-182.99	25.82	27.00
T3 (Izq)	31.66	Requiere refuerzo	24.80	12.98	25.82	27.00
T3 (Izq)	32.72	Requiere refuerzo	26.05	12.36	25.82	13.50

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla 40 se puede observar que los espaciamientos requeridos son grandes, pero al ser esta una viga con responsabilidad sísmica se debe tener en cuenta las consideraciones mencionadas el capítulo 21 de la Norma E.060. En la Tabla 41 se presenta el cálculo del espaciamiento para estribos.

Tabla 41

Requerimiento de estribos en viga VT-20.

Tramo	Zona	Longitud (m)	S (cm)	S max (cm)
T1	Confinamiento	1.20	13.50	12.50
	Central	-0.85	27.00	25.00
T2	Confinamiento	1.20	13.50	12.50
	Central	2.35	27.00	25.00

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, para los tramos 2, 5, 6 y 9 se elige la siguiente distribución de estribos:

Estribos de 3/8": 1@0.05, 10@0.125, Rto@0.25 c/extremo.

Control de deflexiones

Los requisitos de peraltes o espesores mínimos de losas se cumplen también para el control de deflexiones de vigas. En el artículo 9.6.2 de la Norma E.060 indican que para vigas continuas en un extremo y en ambos extremos la altura mínima es de $L_n/18.5$ y $L_n/21$ para no verificar deflexión respectivamente.

La longitud libre máxima en una viga continua en ambos extremos es de 5.33 m, por lo tanto, se tendrá un peralte mínimo:

$$\frac{L_n}{21} = \frac{5.33}{21} = 25.38m$$

Se verificó que la viga VT-20 cubre los requisitos mínimos para el control de deflexiones.

7.1.7 Ejemplo de diseño de viga sísmica

El tercer tramo de la viga VT-20 del piso típico se diseñó por capacidad debido a la demanda sísmica.

Como se indicó en el capítulo 7.1.2, la fuerza cortante (V_u) será el mayor valor entre 2 casos. El primero es la suma de las cortantes asociadas al desarrollo de momentos nominales y la cortante isostático para cargas de gravedad y el segundo caso es la cortante máxima de las combinaciones de carga de diseño amplificadas por 2.5 para los valores de sismo.

Se calculó la cortante del primer caso utilizando la fórmula 7.1.4.1.

$$W_u = 1.25(CM + CV)$$

$$Wu = 1.25(1.92 + 0.68) = 3.25 \text{ Ton/m}$$

$$Vu = \frac{3.25 \cdot 1.56}{2} + \frac{18.14 + 41.44}{1.56} = 40.7 \text{ Ton}$$

Asimismo, se obtuvo la cortante máxima de las combinaciones de sismo amplificadas.

$$Vu = 56.17 \text{ Ton}$$

De los 2 casos, se eligió el menor valor. Por lo tanto, la cortante de diseño es 40.7 Ton.

Vemos también que la cortante de diseño es ampliamente mayor que la cortante obtenida de la envolvente de combinaciones ($Vud = 17.7 \text{ Ton}$), entonces se diseñará con un $Vu = 40.7 \text{ Ton}$.

Se calculó el espaciamiento de estribos con las fórmulas 7.1.2.2, 7.1.2.3, 7.1.2.4 y 7.1.2.6.

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 54 = 12.44 \text{ Ton}$$

$$Vs = \frac{40.7}{0.85} - 12.44 = 35.44 \text{ Ton}$$

$$S = \frac{2.58 \cdot 4200 \cdot 54}{35.44} = 16.5 \text{ cm}$$

$$S_{max} \leq \min \left\{ 0.3, \frac{54}{4} \right\} = 13.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará la siguiente distribución de estribos:

Estribos de 1/2": 1@0.05, Rto.@0.125 c/extremo.

La Figura 30 muestra el diseño final de la viga VT-20.

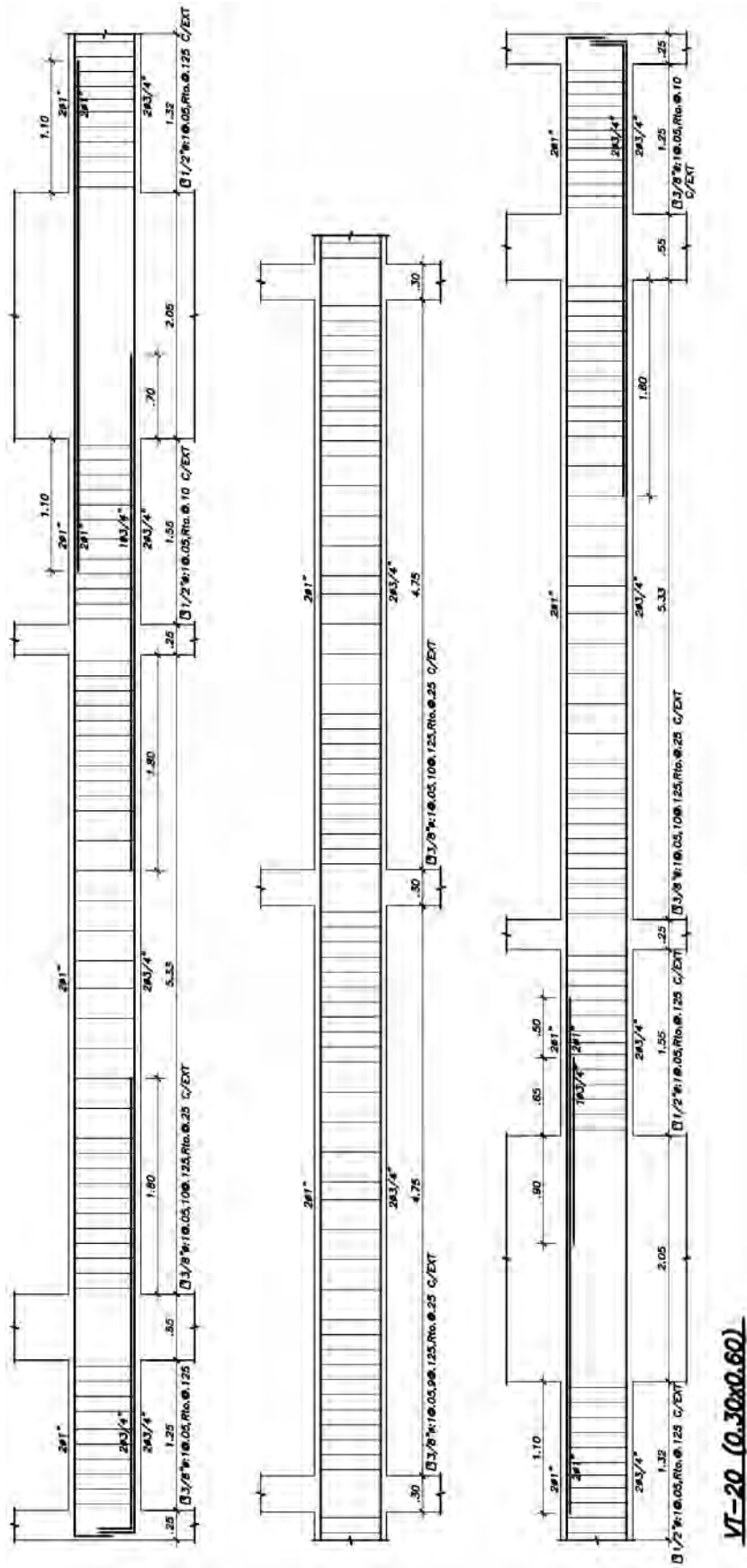


Figura 30. Diseño final de Viga VT-20.

7.2 Diseño de vigas chatas

Para el diseño de vigas chatas se procedió a modelar como el diseño de una viga rectangular simplemente apoyada que carga un tabique de 15 cm de espesor y 2.55 m de altura. Se considera sólo los efectos por cargas de gravedad (muertas y vivas).

7.2.1 Ejemplo de diseño de vigas chatas

Metrado de cargas

Para el metrado de las vigas chatas, se consideró el peso propio y peso del tabique apoyado directamente sobre ella. Como ejemplo se mostrará el metrado de la viga chata ubicada entre los ejes B-C y 3-5. La Figura 31 muestra la ubicación de la viga chata a diseñarse.

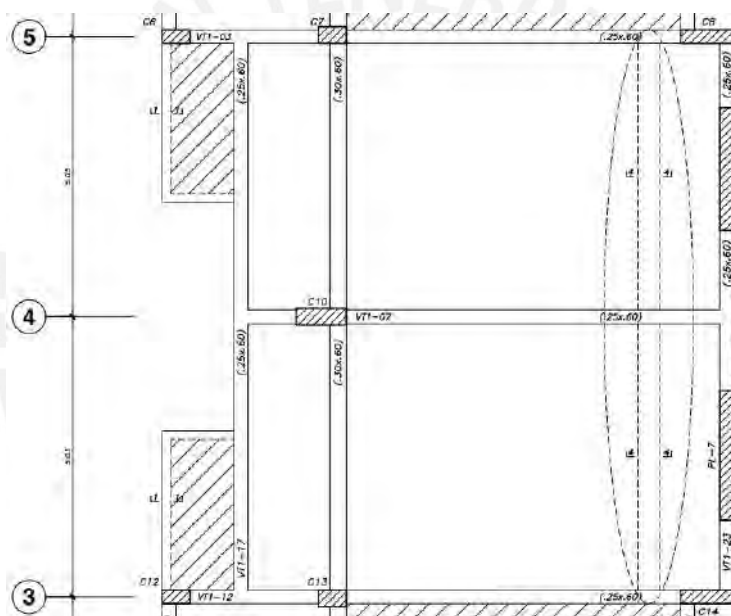


Figura 31. Ubicación Viga Chata.

El metrado de cargas para la viga chata se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 42

Metrado de cargas en viga chata.

Cargas	Tramo 1	Tramo 2
Peso propio (Ton/m)	0.19	0.19
CM Piso terminado (Ton/m)	0.04	0.04
Peso Tabique (Ton/m)	0.69	0.69
CU Carga Ultima (Ton/m)	1.23	1.23

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por Flexión

Se realizó un análisis en SAP2000 utilizando un modelo 2D. Se consideró condición de simplemente apoyado. La Figura 32 muestra el diagrama de momentos flectores para la vigueta analizada.

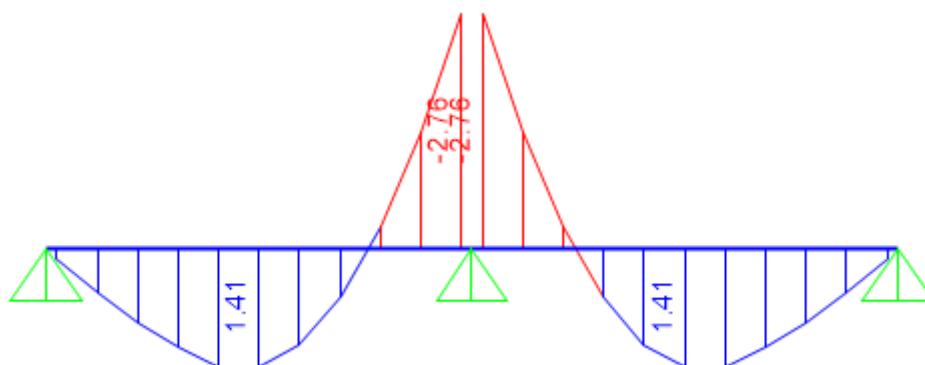


Figura 32. Diagrama de Momento Flector.

Con los momentos máximos obtenidos se calculó el acero de refuerzo con las fórmulas de flexión, considerando un peralte efectivo de 17 cm.

Tabla 43

Diseño por flexión de viga chata.

Momento	Mu (ton-m)	d (cm)	As min (cm ²)	a (cm)	As req. (cm ²)	Barras Colocadas	As inst. (cm ²)
M (-)	-2.48	17	1.63	2.75	4.67	4φ1/2"	5.16
M (+)	+1.26	17	1.02	1.96	2.08	2φ1/2"	2.58

Fuente: Elaboración propia.

Se verificó que el refuerzo elegido para la losa aligerada cumple con el acero máximo y mínimo.

Diseño por Cortante

Al igual que en el diseño por flexión, se obtuvieron las fuerzas cortantes últimas a una distancia “d” de la cara de la viga. La figura 33 presenta el diagrama de fuerza cortante (DFC) de la vigueta analizada.

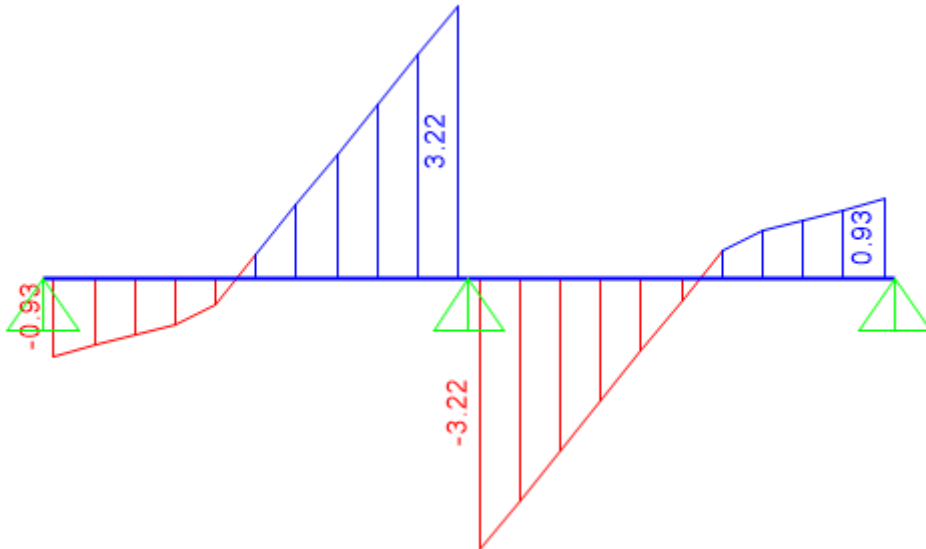


Figura 33. Diagrama de Fuerza Cortante.

Se calculó la resistencia al corte del concreto para lo cual haremos uso de la fórmula 5.3.1.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 40 \cdot 17) = 4.44 \text{ Ton}$$

De los diagramas de fuerza cortante, la fuerza cortante última a una distancia “d” de la cara de la viga chata es 3 Ton. Se verificó que cumple la condición $\phi V_c > V_u$. La viga chata no requiere estribos. Sin embargo, se colocará refuerzo mínimo. La Figura 34 muestra la disposición final de la viga chata.

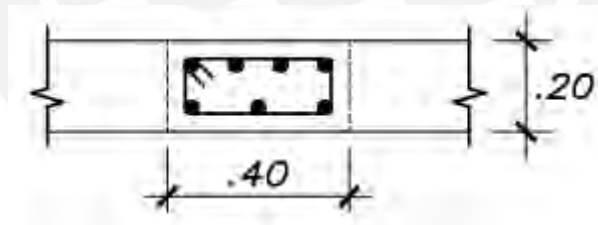


Figura 34. Diseño final de viga chata.

8 DISEÑO DE COLUMNAS

A diferencia de los elementos hasta el momento diseñados, las columnas son elementos estructurales están sometidos principalmente a carga axial, momentos flectores y fuerzas cortantes. El diseño sísmico de las columnas deberá cumplir con lo indicado en el capítulo 21 de la norma E.060.

8.1 Diseño por Flexocompresión

El diseño por flexocompresión trabaja con un diagrama de interacción, que represente el estado último de la columna para una sección dada, con una cuantía de acero y una distribución de armadura específica. El proceso de diseño es iterativo, y se ajusta la cuantía de acero para asegurar que las combinaciones de carga estén dentro de los límites del diagrama.

El capítulo 21 de la Norma E.060 establece que la cuantía de acero no debe superar al 6% ni ser inferior al 1%. Si la cuantía excede el 4%, se deben incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

La Norma E.060 da ciertos principios generales para elementos sometidos a flexión y carga axial en su Capítulo 10. Para los elementos bajo solicitaciones de flexo compresión, donde la carga de diseño ϕP_n (Resistencia que no deberá superar al valor resultante de la Ecuación 8.1.1 sea menor que $0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$, la cuantía máxima no deberá ser mayor a $0.75\rho_b$.

$$\phi P_{n_{max}} = 0.80 \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f'_y \cdot A_{st}) \quad (8.1.1)$$

8.2 Diseño por Cortante

Los encargados de suministrar resistencia a fuerza cortante son los estribos.

La columna, al tratarse de un elemento sometido a solicitudes de compresión, tendrá una resistencia a la corte determinada por la ecuación 8.2.1.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g} \right) \quad (8.2.1)$$

El capítulo 21 de la norma E.060 establece los siguientes requerimientos para estribos de confinamiento en columnas de edificios con sistema de muros estructurales:

El espaciamiento S no debe exceder al menor entre:

- a) 16 veces el diámetro de los estribos;

- b) 48 veces el diámetro de la barra;
- c) La menor dimensión de la sección transversal
- d) 30 cm

El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre:

- e) 8 veces el diámetro de la menor barra longitudinal confinada;
- f) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal;
- g) 100 mm.

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:

- h) 1/6 de la luz libre del elemento;
- i) La mayor dimensión de la sección transversal
- j) 500 mm.

El artículo 21.4.3 de la norma E.060 establece que la fuerza cortante de diseño (V_u) de columnas que resisten efectos sísmicos debe ser el valor más bajo entre el cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño, con un factor de amplificación sísmica igual a 2.5. La fuerza cortante se define mediante la ecuación 8.4.1.

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{h_n} \quad (8.2.2)$$

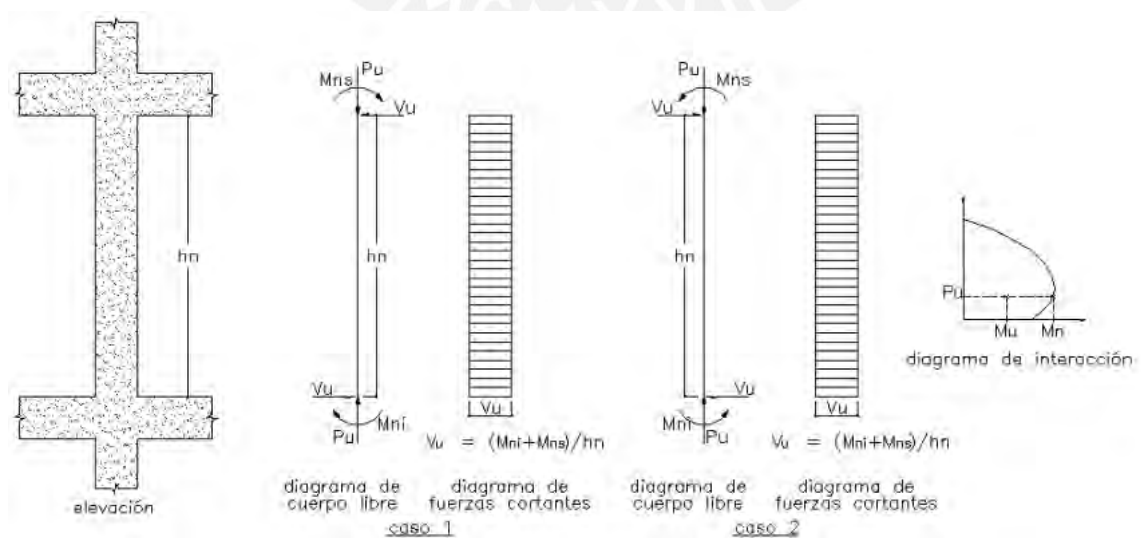


Figura 35. Esquema de cálculo para cortante última de diseño.

8.3 Efectos de Esbeltez

El efecto de las cargas axiales en las columnas puede generar deformaciones transversales a lo largo de la longitud libre de la columna, con esto los momentos del análisis elástico se tendrían que corregir para las deformaciones con una nueva excentricidad. Para esto primero se procederá a comprobar si el efecto de esbeltez está presente en la Columna C-10:

Según la norma E.060, en el inciso 10.12.3 menciona que los elementos en compresión deben diseñarse para la carga axial última P_u y el momento último, magnificado por los efectos de curvatura de la columna M_c .

$$M_c = \delta n_s \cdot M_2 \quad (8.3.1)$$

$$\delta n_s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1 \quad (8.3.2)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2} \quad (8.3.3)$$

Verificación de efectos de esbeltez

Para los elementos sin cargas transversales entre apoyos, C_m debe ser mayor igual que 0.4.

Entonces,

$$\delta n_s = \frac{0.4}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c r}} \geq 1$$

$$\frac{P_u}{\phi P_c r} \geq 0.6$$

Es decir,

$$\frac{\phi P_c r}{P_u} \geq 1.6$$

8.4 Ejemplo de diseño de columna

A modo de ejemplo se diseñó la columna C-10 (30x90cm), ubicada entre los ejes B y 4 del primer piso.

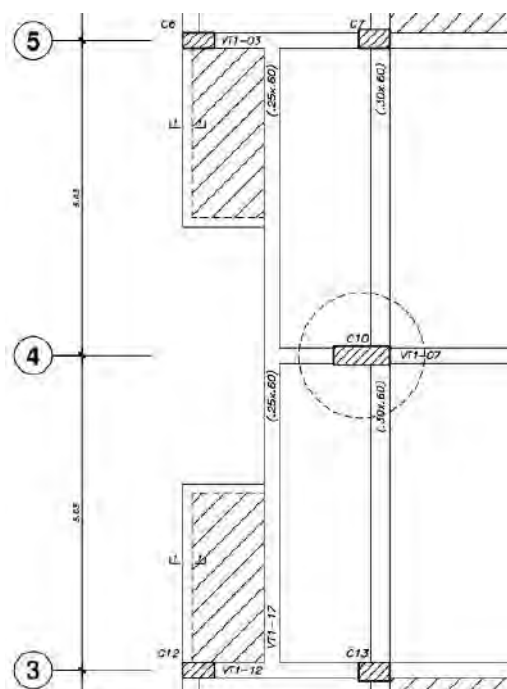


Figura 36. Ubicación de Columna C-10.

Se realizó la verificación por el efecto de esbeltez. En la tabla 44 se muestra la comprobación que el ratio $\phi P_{cr}/P_u$ es mayor a 1.6, por lo tanto, no se consideran los efectos de esbeltez.

Tabla 44

Verificación efecto de esbeltez.

Verificación Esbeltez	
h (m)	2.75
I crítico (cm ⁴)	157,500.00
I _{ef} (cm ⁴)	31,500.00
P _{cr} (Ton)	1,031.85
P _u (Ton)	384.13
ϕP_{cr} (Ton)	722.29
$\phi P_{cr}/P_u$	1.88

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por Flexocompresión

Del programa ETABS, se obtuvieron las cargas axiales y momentos en servicio en la base de la columna C-10.

Se diseñará la columna para el piso 1 y se seguirá un procedimiento similar para el resto de columnas. A lo largo de la columna cambiará la sección y la cuantía, se agrupó por

pisos: Diseño 1 (Piso 1-Piso 3) / Diseño 2 (Piso 4-Piso 6) / Diseño 3 (Piso 7 – Piso 8). En la Tabla 45 se muestra las cargas en servicio para la columna C-10.

Tabla 45

Cargas en servicio de columna C-10.

Story	Load Case/Combo	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	T (Ton-m)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
STORY1	DEAD	-222.86	0.00	2.16	0.00	2.12	-0.01
STORY1	LIVE	-42.43	0.00	1.11	0.00	1.10	0.00
STORY1	COMB SDX	0.38	0.30	1.76	0.02	6.20	0.62
STORY1	COMB SDY	0.14	0.89	0.62	0.06	2.21	1.82

Fuente: Elaboración propia.

En base a estos valores, se realiza una combinación de cargas últimas y se muestran en la Tabla 46.

Tabla 46

Combinaciones de carga de columna C-10.

	Combinaciones	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)
SISMO EN X-X	1.4CM+1.7CV	384.1	4.8	0.0	0.0	4.9
	1.25(CM+CV) +CS	332.0	10.2	0.6	6.2	5.8
	1.25(CM+CV) -CS	331.2	-2.2	-0.6	-6.2	2.3
	0.9CM+CS	200.9	8.1	0.6	8.1	3.7
	0.9CM-CS	200.2	-4.3	-0.6	-4.3	0.2
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV) +CS	331.8	6.2	1.8	6.2	4.7
	1.25(CM+CV) -CS	331.5	1.8	-1.8	1.8	4.3
	0.9CM+CS	200.7	4.1	1.8	4.1	2.6
	0.9CM-CS	200.4	-0.3	-1.8	-0.3	1.3

Fuente: Elaboración propia.

Mediante la opción de “section designer” del programa ETABS, se generó el diagrama de interacción para una cuantía específica y una distribución de acero determinada, y se verificó que las combinaciones de carga estuvieran dentro de los límites del diagrama de interacción.

Se realizó varios procesos iterativos, probando diferentes cuantías de acero hasta poder encontrar una distribución correcta para las cargas de diseño. La cuantía elegida es de 3.02%, correspondiente a un área de acero 71.4 cm², colocando 16φ1”. La Figura 37 presenta la sección y distribución de acero inicial.

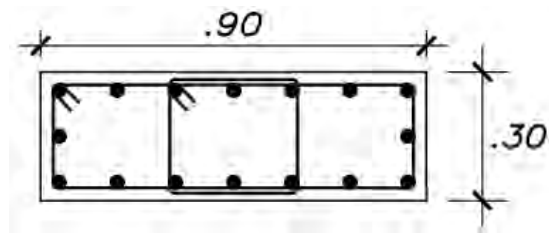


Figura 37. Sección transversal Columna C-10 (Piso 1 a 3).

A continuación, las Figuras 38 y 39 presentan los diagramas de interacción para el sismo en X e Y.

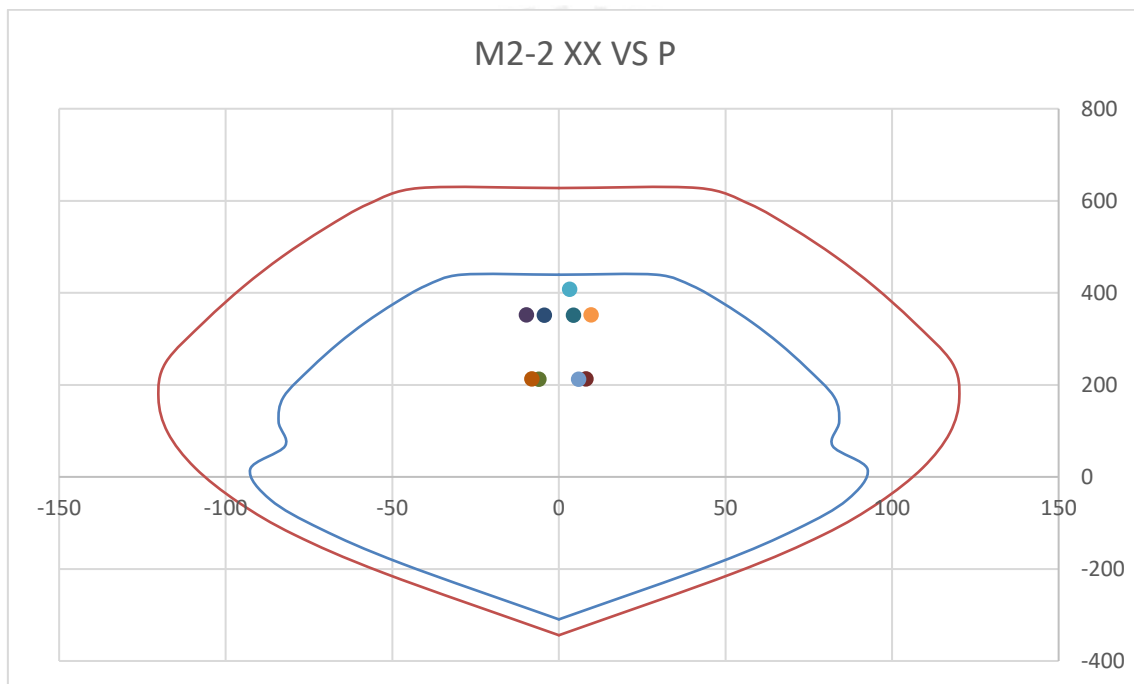


Figura 38. Diagrama de Interacción para Sismo X (P vs M 2-2).

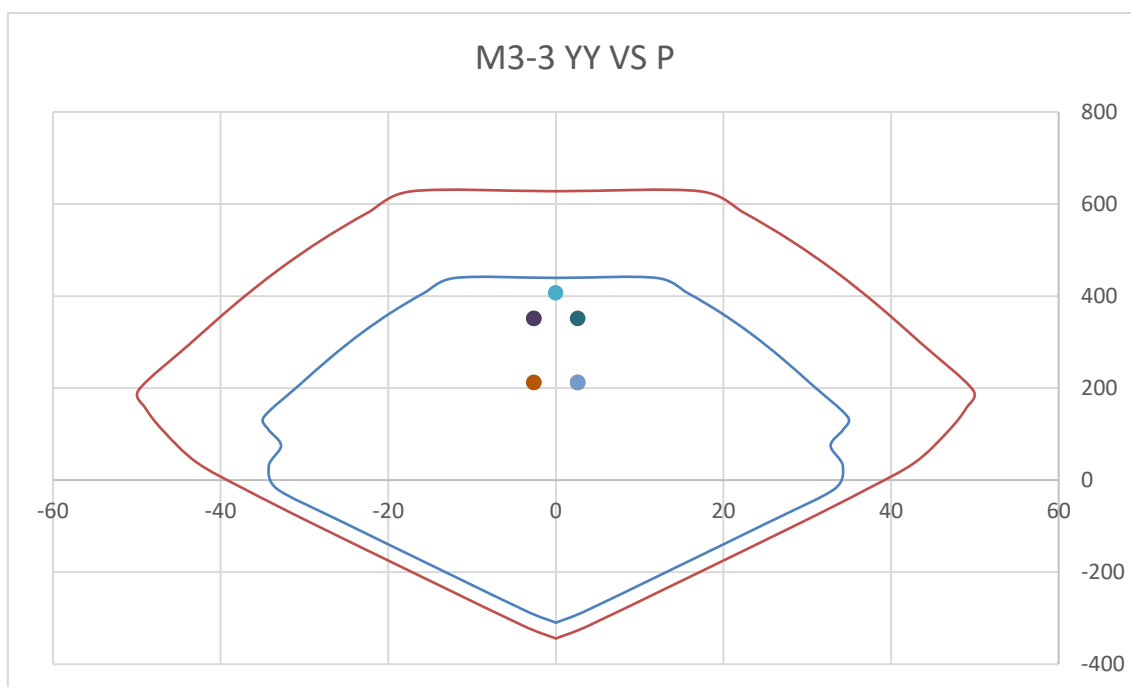


Figura 39. Diagrama de Interacción para Sismo Y (P vs M 3-3).

De los diagramas mostrados, se puede concluir que el refuerzo elegido es adecuado para resistir las solicitaciones de flexo compresión, ya que todas las combinaciones de cargas se encuentran dentro de los límites de los diagramas de interacción.

Diseño por cortante

Para determinar los espaciamientos de estribos se seguirá un procedimiento similar al desarrollado para vigas.

Se calculó la fuerza cortante de diseño por capacidad con ayuda de la ecuación 8.2.2 y se comparó con las fuerzas obtenidas de las combinaciones de carga amplificadas con el factor de sismo de 2.5. La tabla 47 muestra el cálculo de la fuerza cortante de diseño para la columna C-10.

Tabla 47

Cálculo de la fuerza cortante de diseño para Columna C-10.

Diseño por capacidad	X	Y
Hn (m)	3.15	3.15
Mn inferior (Ton-m)	117.6	117.6
Mn superior (Ton-m)	117.6	117.6
Vu (Ton)	74.67	74.67
Vu combinación (Ton)	4.00	7.60

Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante por capacidad es mucho mayor que la fuerza cortante obtenida de las combinaciones de carga amplificadas por el factor de sismo de 2.5. por lo que se usará esta última cortante para calcular el espaciamiento de estribos.

Para el cálculo de espaciamiento de estribos se consideró dos estribos cerrados de $\phi 3/8''$.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 79 \cdot \left(1 + \frac{413}{140 \cdot 2550}\right) = 15.49 \text{ Ton}$$

Se cumple $\phi V_c > V_u$, entonces no se requiere estribos fuera de la zona de confinamiento. Sin embargo, se colocarán estribos según lo establecido en el capítulo 21 de la norma E.060 que se detalló en el apartado 8.2. La tabla 48 presenta el cálculo de espaciamiento de estribos.

Tabla 48

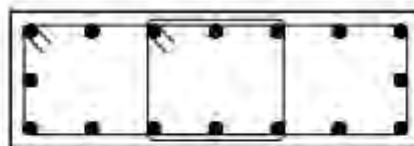
Cálculo del espaciamiento de estribos para Columna C-10.

Espaciamiento de Estribos			
S	16db	40.64	cm
	48de	45.72	cm
	Min (A, B)	30.00	cm
Lo	Ln/6	35.83	cm
	Max (A, B)	90.00	cm
		50.00	cm
So	8db	20.32	cm
	Min (A, B) /2	15.00	cm
		10.00	cm

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se tendrá un refuerzo transversal, del piso 1 al 3, igual a:

$$2\phi 3/8'' : 1 @ 0.05m, 9 @ 0.10m, \text{resto} @ 0.30m$$



.30x.90
16 ϕ 1"
2 ϕ 3/8": 1@.05,
9@.10, Rto@.30

Figura 40. Sección transversal Columna C-10 (Piso 1 a 3).

9 DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

Las placas son los elementos que soportan cargas de gravedad y de sismos, además de controlar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo debido a su elevada rigidez lateral.

9.1 Diseño por flexo-compresión

El diseño se llevará a cabo de manera similar al de las columnas. Se generará un diagrama de interacción para una sección específica y se verificará que los puntos (M_u , P_u) se encuentren dentro de los límites del diagrama. Para el diseño de los muros, la distribución de acero longitudinal se concentra en los extremos, denominados núcleos, ya que en dicha zona se concentran los máximos esfuerzos. En el resto de la sección del muro, se colocará acero vertical que cumpla con las cuantías mínimas determinadas por la norma E.060.

9.2 Diseño por cortante

Para el diseño por cortante, se debe calcular la resistencia del concreto (V_c), la resistencia del refuerzo (V_s).

$$V_n = V_c + V_s \quad (9.2.1)$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d \quad (9.2.2)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (9.2.3)$$

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

$$V_n \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d \quad (9.2.4)$$

Los acápite 11.10.7 y 11.10.8 de la Norma E.060 indican las cuantías mínimas para los refuerzos horizontales y verticales de cumplirse las siguientes condiciones.

$$V_u < \frac{\phi V_c}{2} \quad (9.2.5)$$

$$V_u > \frac{\phi V_c}{2} \quad (9.2.6)$$

De cumplirse las ecuaciones 9.2.3 y 9.2.4, se deberá usar el refuerzo indicado para cada caso.

Si $V_u < \phi V_c/2$:

$$\rho_h \geq 0.002 \quad (9.2.7)$$

$$\rho_v \geq 0.0015 \quad (9.2.8)$$

Si $V_u > \phi V_c/2$:

$$\rho_h \geq 0.0025 \quad (9.2.9)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) \cdot (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (9.2.10)$$

El espaciamiento máximo horizontal y vertical no debe exceder de:

$$S_{max} = 3 \cdot t < 40 \text{ cm} \quad (9.2.11)$$

La fuerza cortante de diseño por capacidad, de acuerdo con el artículo 21.9.5 de la norma E.060, establece que la cortante última de las combinaciones de carga se amplificará por un factor (M_n/M_{ua}). Este factor no debe ser mayor que el coeficiente de reducción R, donde R se define como la altura del muro medida desde la base y equivale al mayor valor entre la longitud del muro (lm), $M_{ua}/4V_{ua}$ o la altura de los dos primeros pisos. La fuerza cortante de diseño se calculará de la siguiente manera:

$$V_{ud} = V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right) \quad (9.2.12)$$

9.3 Elementos de borde

El acápite 21.9.7.4 de la norma E.060 señala que los elementos de borde en las zonas de compresión se deben confinar cuando la altura del eje neutro sea mayor a:

$$c \geq \frac{lm}{600 \cdot \left(\frac{\delta u}{hm}\right)} \quad (9.3.1)$$

El cociente $\delta u/hm$ no debe ser menor a 0.005.

El refuerzo de los elementos de borde debe extenderse una longitud no menor al mayor valor entre lm y $M_u/4V_u$.

Cuando se verifique la necesidad de núcleos confinados, estos deben cumplir las siguientes condiciones del acápite 21.9.7.6 de la norma E.060.

- El elemento de borde debe extenderse horizontalmente una distancia mínima equivalente al mayor valor entre $(c - 0.1lm)$ y $c/2$.
- En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 30 cm dentro del alma.

- Los estribos serán como mínimo de 8 mm para barras longitudinales de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El espaciamiento de estribos no debe exceder al menor valor de:
 - Diez veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
 - 25 cm.
- El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en una longitud mínima igual a la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde, a menos que los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en cuyo caso, el refuerzo transversal debe extenderse al menos 30 cm dentro de la zapata o losa de cimentación.
- El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado dentro del núcleo confinado del elemento de borde.

9.4 Ejemplo de diseño

Como ejemplo se eligió la Placa PL-3 ubicada en el eje F. Tiene un espesor de 25 cm como se puede ver en la Figura 41. Se diseñó para el primer piso, siendo el nivel más crítico.

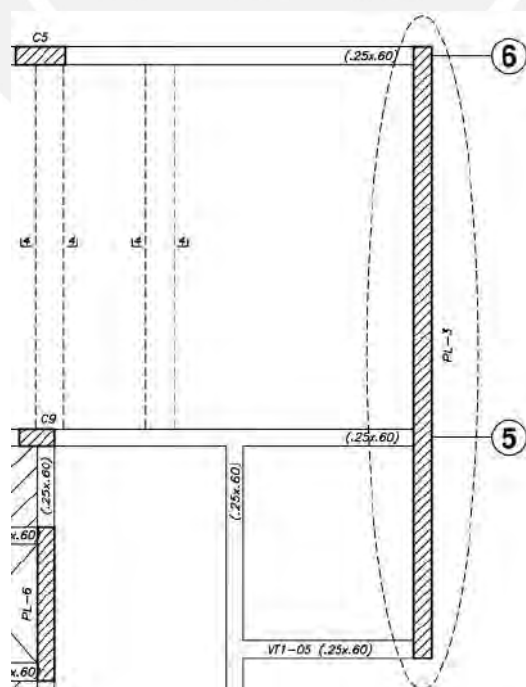


Figura 41. Ubicación de Placa PL-3.

Verificación por esbeltez

La longitud del muro (l_m) es de 8.72m y el espesor (t) es de 25 cm. La placa PL-03 llega hasta el último piso, entonces la altura total del muro (h_m) es de 22.6m. Se calculó la esbeltez del muro:

$$Esbeltez = \frac{h_m}{l_m} = \frac{22.6}{8.73} = 2.58$$

Como la esbeltez es mayor a 1, se considera un muro esbelto, por lo tanto, sometido a flexo-compresión y cortante.

Diseño por Flexocompresión

Se analizará ambas direcciones de la sección transversal del muro. En la Tabla 49 se muestran las cargas en servicio y en la Tabla 50 las combinaciones de carga en el primer piso en ambas direcciones obtenidas.

Tabla 49

Cargas de Placa PL-3 en el primer piso obtenidas del análisis.

Pier	Load Case/Combo	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	T	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
P-03	DEAD	-237.13	-1.00	0.00	0.00	-0.08	5.71
P-03	LIVE	-26.05	-0.14	0.00	0.00	-0.02	1.01
P-03	COMB SDX	12.76	54.32	1.55	0.17	6.32	768.34
P-03	COMB SDY	5.25	210.96	0.47	0.63	1.95	2902.03

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 50

Combinaciones de carga del primer piso de la Placa PL-3.

Dirección	Combinaciones	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
SISMO EN X-X	1.4CM+1.7CV	376	-2	0	0	10
	1.25(CM+CV) + CS	342	53	2	6	777
	1.25(CM+CV) - CS	316	-56	-2	-6	-760
	0.9CM+CS	226	53	2	6	773
	0.9CM-CS	201	-55	-2	-6	-763
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV) + CS	334	210	0	2	2910
	1.25(CM+CV) - CS	324	-212	0	-2	-2894
	0.9CM+CS	219	210	0	2	2907
	0.9CM-CS	208	-212	0	-2	-2897

Fuente: Elaboración propia.

Mediante la opción de “section designer” del programa ETABS, se generó el diagrama de interacción para una cuantía específica y una distribución de acero determinada, y se verificó que las combinaciones de carga estuvieran dentro de los límites del diagrama de interacción.

Se realizó varios procesos iterativos, probando diferentes cuantías de acero hasta poder encontrar una distribución correcta para las cargas de diseño.

Se colocaron núcleos confinados en los extremos de la placa, ambos núcleos son de 130x25cm. Cada núcleo se compone de 24 ϕ 1” y el alma se compone de malla de ϕ 3/8” repartidos en 2 capas de manera uniforme.

En las Figuras 42 y 43 se presentan los diagramas de interacción para el sismo en X e Y respectivamente.

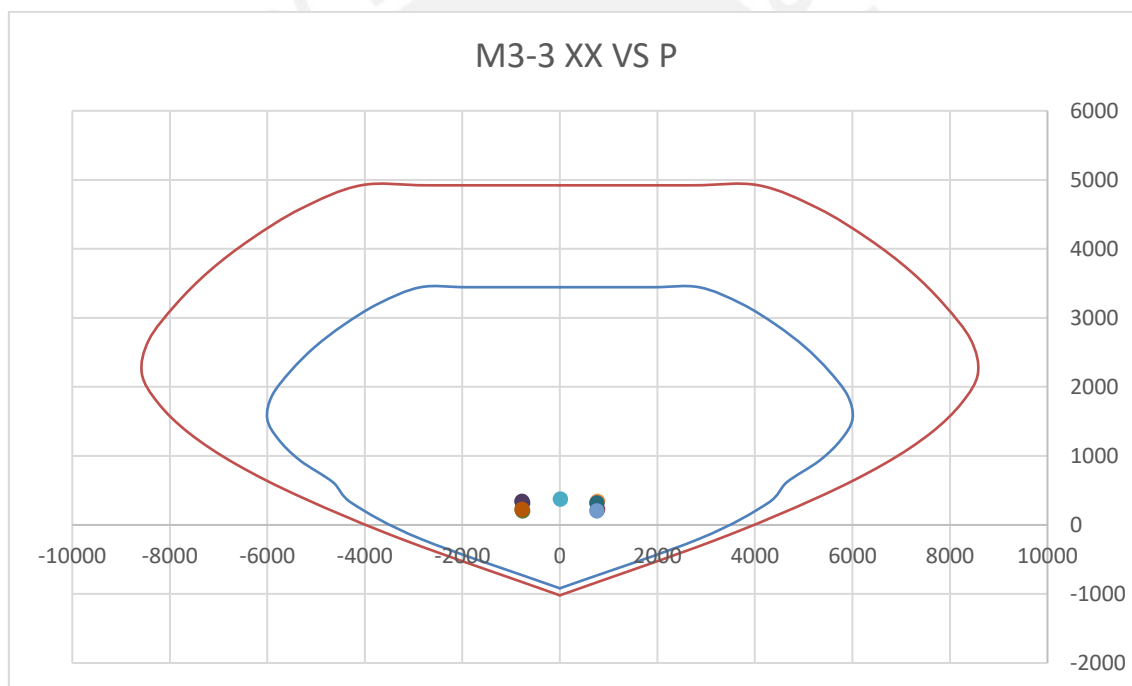


Figura 42. Diagrama de interacción para Sismo X (P vs M 3-3).

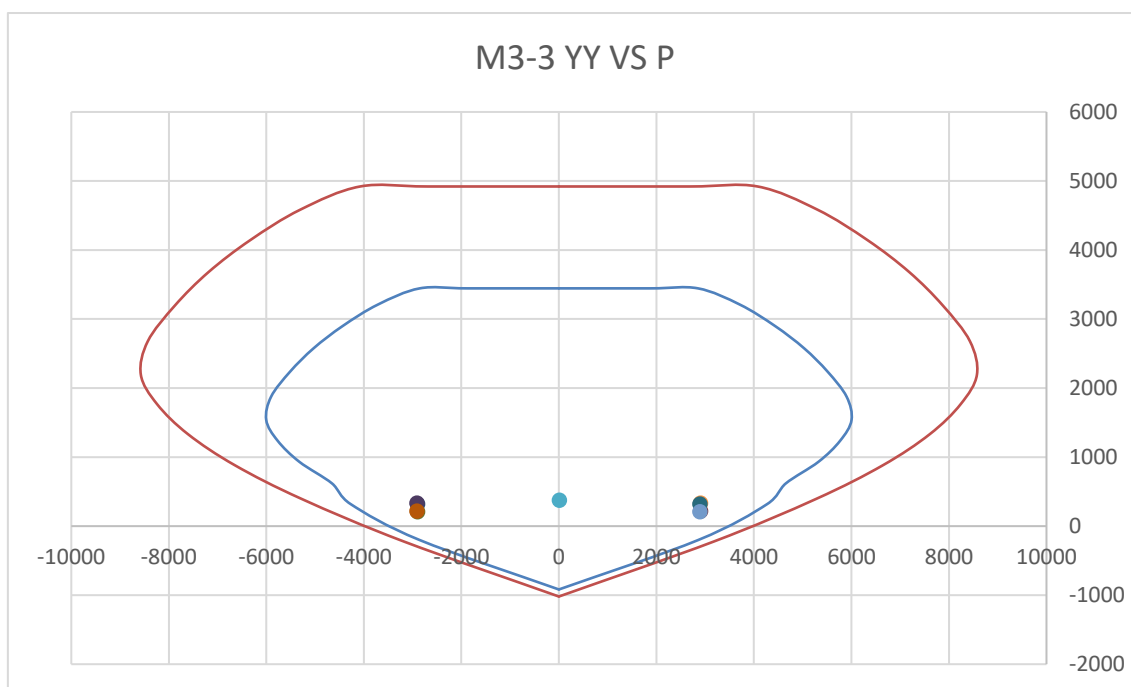


Figura 43. Diagrama de interacción para Sismo Y (P vs M 3-3).

De los diagramas mostrados, se puede concluir que el refuerzo elegido es adecuado para resistir las solicitaciones de flexo compresión, ya que todas las combinaciones de cargas se encuentran dentro de los límites de los diagramas de interacción.

Refuerzo mínimo horizontal y vertical

De las condiciones 9.2.3 y 9.2.4, se deberá usar una cuantía mínima de refuerzo horizontal ρ_h y refuerzo vertical ρ_v .

Si se tiene un espesor de muro mayor o igual a 20cm, el refuerzo se debe distribuir en 2 capas paralelas a la cara del muro. Asimismo, el espaciamiento de estos refuerzos deberá cumplir con las ecuaciones 9.2.7 y 9.2.8.

En nuestro caso, para la placa PL-03:

$$A_{s \min_h} = 0.0025 \cdot 100 \cdot 25 = 6.25 \text{ cm}^2 \text{ (3/8" @ 0.20m)}$$

$$A_{s \min_v} = 0.0025 \cdot 100 \cdot 25 = 6.25 \text{ cm}^2 \text{ (3/8" @ 0.20m)}$$

Núcleos confinados

Para verificar la necesidad de núcleos confinados, se hace uso de la fórmula 9.3.1. Para ello se conoce la longitud de muro (8.72 m) y la altura total de muro (22.60 m).

δ_u : Desplazamiento inelástica del muro en su último piso.

$$\frac{\delta u}{hm} = \frac{1.38}{2260} = 0.00060912 < 0.005$$

$$c \geq \frac{lm}{600 \cdot \left(\frac{\delta u}{hm}\right)} = \frac{872}{600 \cdot 0.005} = 290.66 \text{ cm}$$

C=22.55cm (eje neutro) < 290.66 cm. Por lo tanto, no necesitan elementos de borde confinados. Sin embargo, la norma E.060 indica que el espaciamiento en los núcleos no debe exceder al menor valor de:

- 10db: 25.4cm
- La menor dimensión de la sección del núcleo: 25 cm
- 250 mm

Entonces, el espaciamiento máximo es de 25 cm.

La altura de confinamiento no debe ser menor que el mayor valor entre:

- Lm: 872 cm.
- Mu/(4Vu): 123.34 cm.
- H: 610 cm.

Como resultado se confinará una altura de 8.72m, lo que equivale a confinar los 3 primeros pisos. Entonces, cada núcleo tendrá la siguiente distribución de estribos: 2□+1C φ3/8" @0.25m.

Diseño por Cortante

Para el diseño por cortante, se determinó la fuerza cortante de diseño por capacidad con la fórmula 9.2.10 en la dirección Y. En la tabla 51 se presenta el cálculo de la fuerza cortante de diseño.

Tabla 51

Combinaciones de carga del primer piso de la Placa PL-3.

Combinación	Pu (Ton)	Vua (Ton)	Mua (Ton.m)	Mn (Ton.m)	Mn/Mua	Vu (Ton)
1.25(CM+CV)-CS	323.74	212.39	2893.63	5000.00	1.73	366.99

Asimismo, se calculó el aporte del concreto, aporte del refuerzo en el alma y la resistencia nominal a cortante haciendo uso de las fórmulas 9.2.1, 9.2.2, 9.2.3.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 697.6 = 131.47 \text{ Ton}$$

$$V_s = \left(\frac{269.99 - 131.47}{0.85} \right) = 162.96 \text{ Ton}$$

$$V_n = V_c + V_s = 317.63 \text{ Ton}$$

$$V_{nmax} = \frac{2.6 \cdot \sqrt{280} \cdot 25 \cdot 697.6}{1000} = 758.75 \text{ Ton}$$

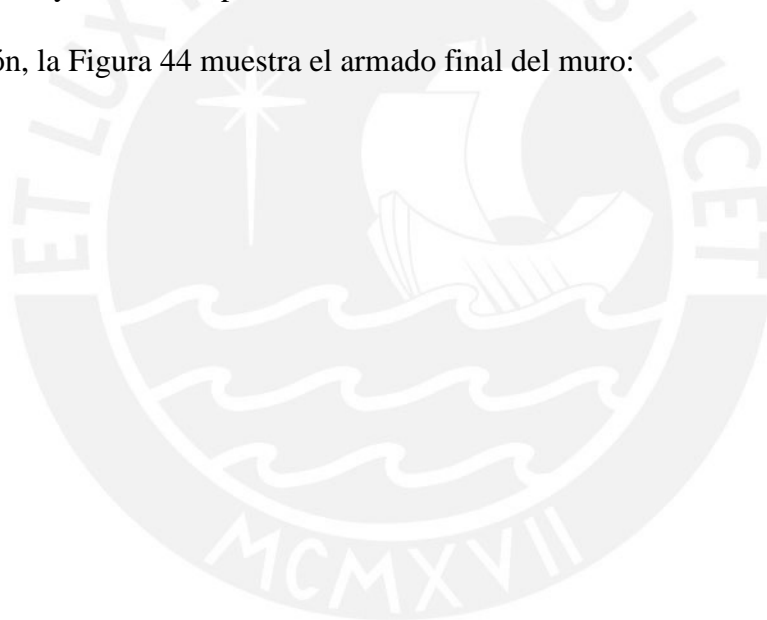
Como se cumple la condición $V_u > \phi V_c/2$, se calculó la cuantía horizontal y vertical:

$$\rho_h = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{22.6}{8.72} \right) \cdot (0.0025 - 0.0025) = 6.25 \text{ cm}^2$$

Como refuerzo horizontal vertical en el alma, se colocó $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$ cumpliendo con la cuantía calculada y mínima respectivamente.

A continuación, la Figura 44 muestra el armado final del muro:



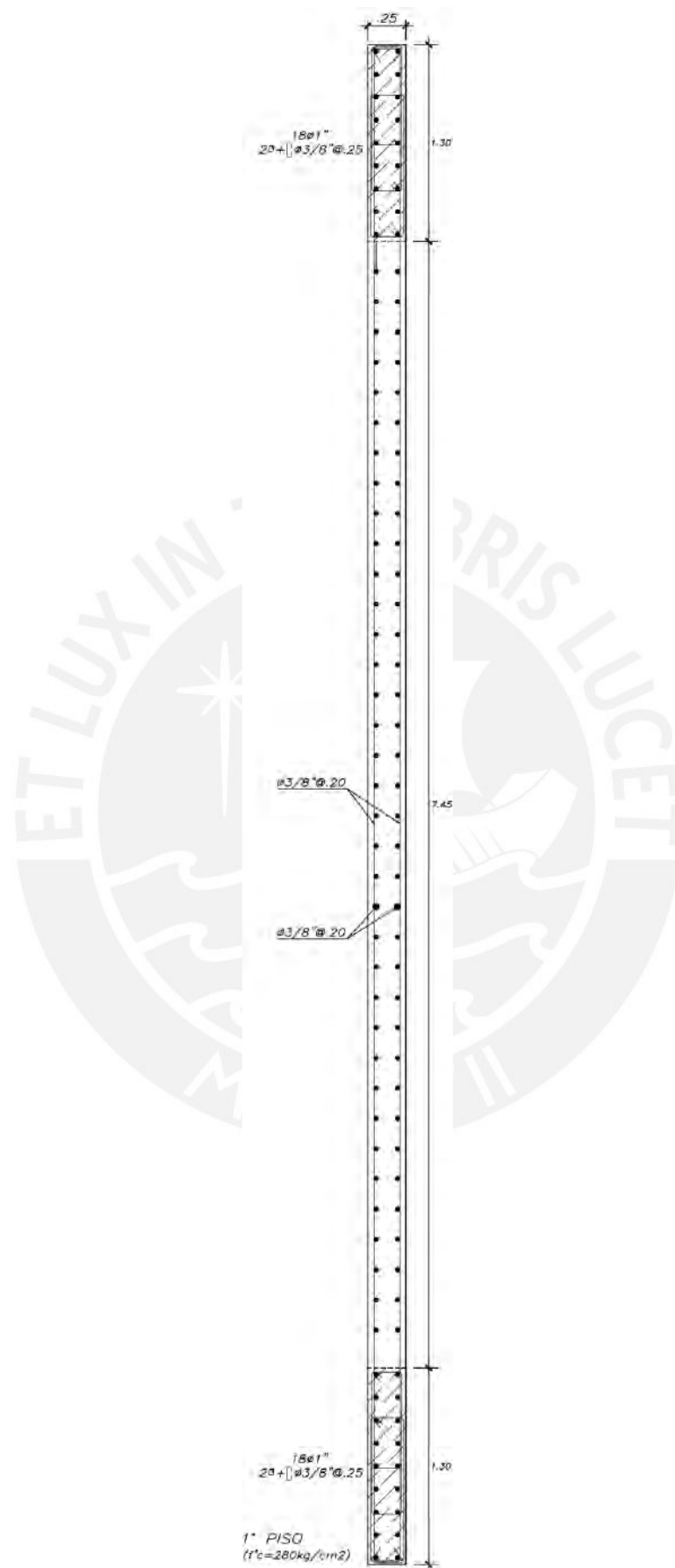


Figura 44. Diseño final de Placa PL-02.

10 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Las cimentaciones son elementos estructurales encargados de transmitir las cargas provenientes de los elementos verticales: columnas y placas, hacia el terreno de tal manera que los esfuerzos no excedan la capacidad portante del suelo y así evitar que se produzcan asentamientos que originen esfuerzos imprevistos en las columnas y placas que produzcan deformaciones y fallas en elementos estructurales y no estructurales.

Existen distintos tipos de cimentaciones superficiales: zapatas aisladas, combinadas, conectadas. En el presente proyecto se usarán zapatas aisladas, combinadas y conectadas.

Las zapatas aisladas reciben las cargas provenientes de un elemento vertical: columna o placa. Esta zapata debe de tener el peralte y las dimensiones de área en planta lo suficiente para considerarlo un elemento rígido, de tal manera que se puedan repartir los esfuerzos del suelo en la zapata y estos no exceden la capacidad portante del suelo. La columna o placa puede estar centrada o excéntrica, dependiendo de los requerimientos de diseño y las condiciones de campo.

La zapata combinada consiste en una zapata común a dos o más columnas y/o placas. Estas son empleadas cuando la distancia entre el elemento vertical es reducida, cuando las zapatas se traslapan o cuando una columna está ubicada en el límite de propiedad y la zapata tiene condición excéntrica, en este último caso lo que se trata de buscar es que la zapata equilibre sus esfuerzos con la ayuda de un elemento vertical que contrapesa la carga del elemento ubicado al límite de la propiedad.

Las zapatas conectadas consisten en dos zapatas unidas por una viga de cimentación. Este elemento de conexión busca transmitir el momento generado por la excentricidad en la zapata exterior a la zapata interior. Lo que permite tener esfuerzos uniformes y dimensiones de zapata menores. Cuando se tiene el caso de zapatas excéntricas debido a elementos ubicados al límite de la propiedad este tipo de zapata es la solución más eficiente.

10.1 Dimensionamiento

Para el predimensionamiento de la zapata se tienen las siguientes consideraciones:

- Se emplea carga axial en servicio ($P_{total} = P_{cm} + P_{cv}$)
- El peso propio se calcula como un porcentaje de la carga axial según la condición del suelo:

- Suelo duro $PP = (5\%) P$
- Suelo blando $PP = (10\%) P$
- Al no tomar en cuenta los momentos flectores en el predimensionamiento, se considera el 90% de la presión admisible.

Se busca que los volados sean iguales para tener presiones mejor distribuidas sobre el terreno, por lo que la diferencia de las dimensiones de la zapata debe ser igual a la diferencia de dimensiones de la columna. En la Figura 45 se presentan los valores a utilizar en el cálculo del dimensionamiento.

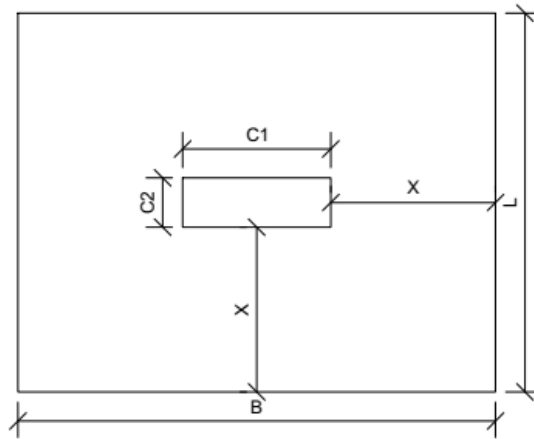


Figura 45. Esquema de sección para el dimensionamiento

$$Area = B \cdot L$$

$$L - B = C_2 - C_1$$

10.2 Distribución de presiones

Para calcular las presiones en el suelo, se asumen que la cimentación es rígida y que el suelo es homogéneo, elástico y aislado del suelo circundante. Esto conlleva a que la distribución de la reacción del suelo sea lineal, la cual se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x V_x}{I_{yy}} \pm \frac{M_y V_y}{I_{xx}} \quad (10.2.1)$$

Para el caso de zapatas rectangulares, la ecuación 10.1.1 se puede expresar de la siguiente manera:

$$\sigma_{act} = \frac{P + PP}{A} \pm \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{L^2 \cdot B} \quad (10.2.2)$$

Esta ecuación es válida siempre y cuando no se presenten presiones negativas, ya que esto implicaría esfuerzos de tracción entre el suelo y zapata, lo cual no es posible.

Se verifica que el esfuerzo actuante sea menor que el esfuerzo admisible σ_{adm} (cargas de gravedad) y menor a $1.3 \sigma_{adm}$ (cargas de sismo) por ser un evento temporal.

Cargas de gravedad:

$$\sigma_{act} = \frac{P + PP}{A} \pm \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{L^2 \cdot B} \leq \sigma_{adm} \quad (10.2.1)$$

Cargas de gravedad más sismo:

$$\sigma_{act} = \frac{P + PP}{A} \pm \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{L^2 \cdot B} \leq 1.3 \sigma_{adm} \quad (10.2.2)$$

En ambas condiciones, si el esfuerzo actuante excede los esfuerzos admisibles se deberán incrementar las dimensiones de la zapata.

10.3 Diseño por punzonamiento

Las zapatas no presentan estribos, sin embargo, estas soportan esfuerzos cortantes, que en este caso deben de ser cubiertos por la resistencia del concreto. El efecto del punzonamiento es una falla por corte que se presentan en elementos que trabajan en dos direcciones.

El efecto de punzonamiento se genera alrededor del perímetro de la columna o placa en ambas direcciones. La sección crítica se ubica a una distancia $d/2$ de la cara de la columna según la Figura 46.

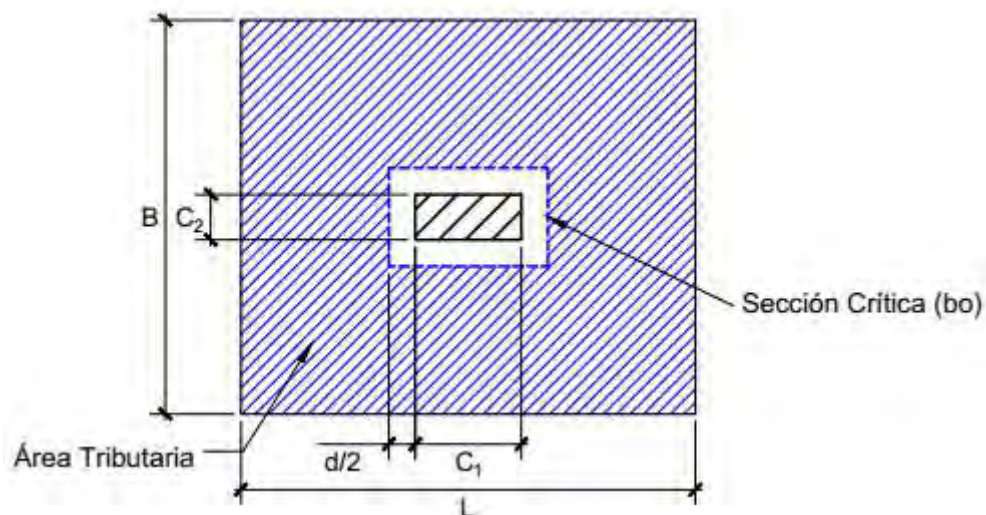


Figura 46. Esquema de sección para diseño por punzonamiento.

Se debe cumplir:

$$\phi V_c \geq V_u \quad (10.3.1)$$

$$b_o = 2 \cdot (C1 + d + C2 + d) \quad (10.3.2)$$

$$A_o = (C1 + d) \cdot (C2 + d) \quad (10.3.3)$$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (10.3.4)$$

$$Vu = \sigma_{ult} \cdot (A_{total} - A_o) \quad (10.3.5)$$

De no cumplirse la condición $\phi Vc \geq Vu$, se debe aumentar el peralte efectivo “d”.

10.4 Diseño por cortante

El diseño por cortante, es el análisis de la falla por corte en cada dirección de la zapata de manera individual. La sección crítica se encuentra a una distancia “d” de la cara de la columna o placa, como se muestra en la Figura 47, y se verificará que la resistencia del concreto sea mayor que la fuerza cortante.

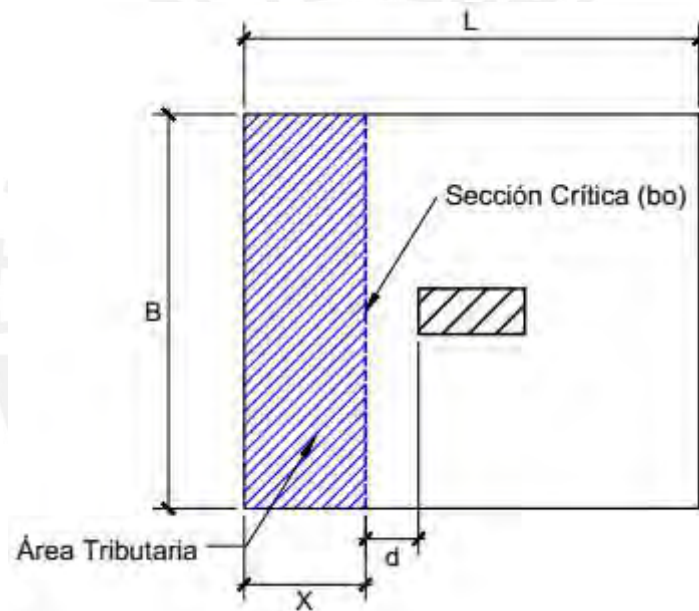


Figura 47. Esquema de sección para diseño por corte.

Se calcula la resistencia del concreto y la fuerza cortante última de diseño mediante las siguientes expresiones:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot B \cdot d \quad (10.4.1)$$

$$Vu = \sigma_{ult} \cdot B \cdot X \quad (10.4.2)$$

De no cumplirse la condición $\phi Vc \geq Vu$, se debe aumentar el peralte efectivo “d”.

10.5 Diseño por flexión

Se considera los extremos de las cimentaciones como volados. Una vez definido el peralte efectivo y verificado los diseños por corte y punzonamiento, se procede a diseñar por flexión.

Se realiza al igual que en las vigas para ambas direcciones de la zapata, cada dirección de manera individual como muestra la Figura 48.

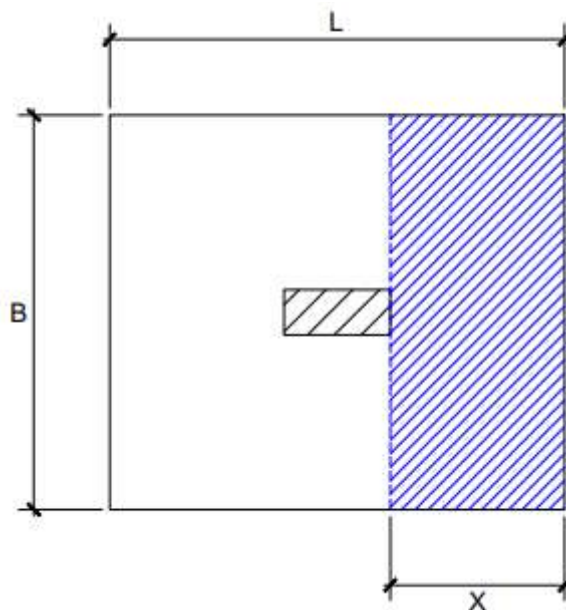


Figura 48. Esquema de sección para diseño por flexión.

El diseño por flexión se calcula con el momento máximo, haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$M_u = \sigma_{ult} \cdot \frac{X^2}{2} \cdot L \quad (10.5.1)$$

El artículo 10.5.4 de la norma E.060 indica que, para zapatas con espesor uniforme, el acero mínimo se puede distribuir en dos capas:

$$A_{smin_{inf}} = 0.0012 \cdot b \cdot h \quad (10.5.2)$$

$$A_{smin_{sup}} = 0.0006 \cdot b \cdot h \quad (10.5.3)$$

10.6 Ejemplo de diseño de zapata aislada

Dimensionamiento

A manera de ejemplo se realizó el diseño de la zapata aislada, la cual se emplea para la columna C-10 ubicada entre los ejes 4 y B. En la figura 49 se muestra la planta de cimentación.

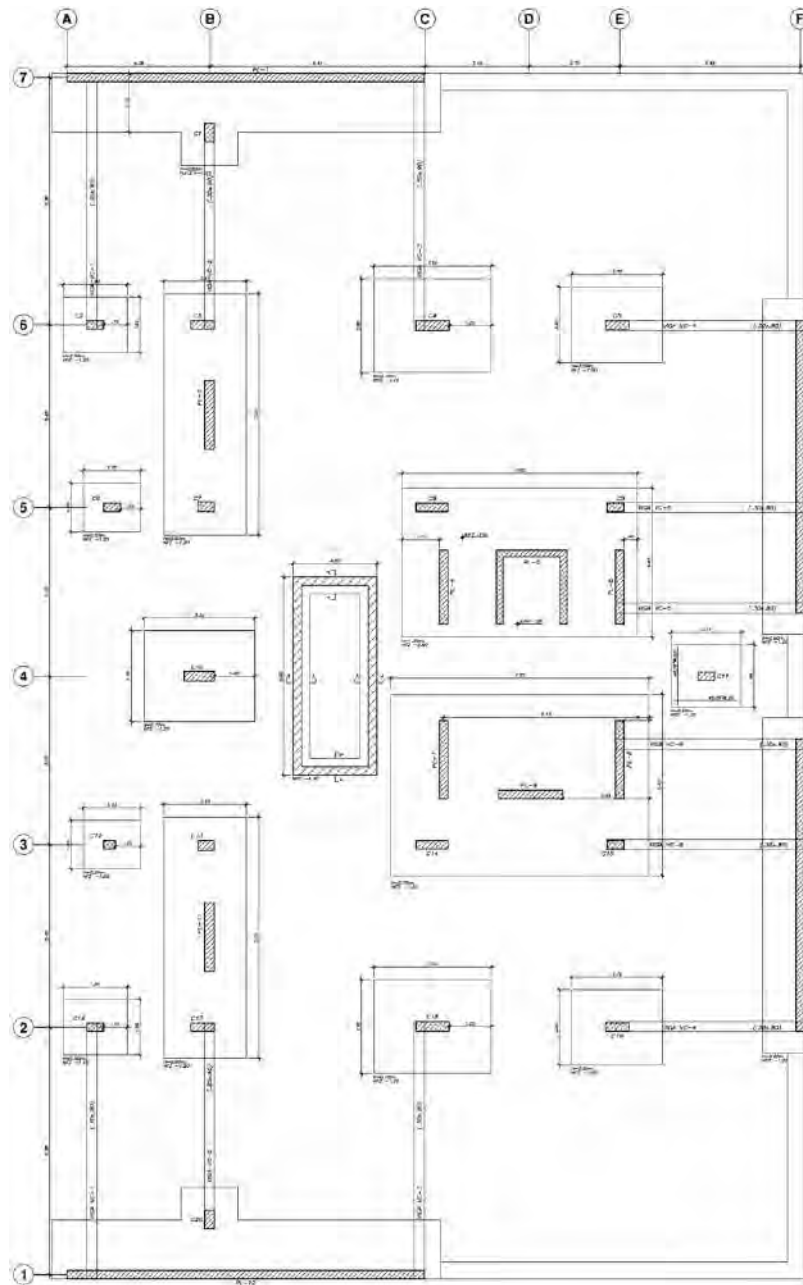


Figura 49. Planta de cimentación.

En la Tabla 52 se muestran las cargas en servicio actuantes en la base de la columna.

Tabla 52

Cargas de servicio de la Columna C-10.

Load Case/Combo	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
DEAD	-236.19	1.19	-0.01
LIVE	-45.16	0.94	-0.00
COMB SDX	0.54	7.05	0.44
COMB SDY	0.29	1.42	2.61

Fuente: Elaboración propia.

Considerando las cargas se calcula el área requerida:

$$\text{Área req.} = \frac{(P_{CM} + P_{CV}) \cdot 1.05}{0.9 \cdot \sigma} = \frac{(236.19 + 45.16) \cdot 1.05}{0.9 \cdot 40} = 8.21m^2$$

Con el área obtenida, se dimensionó una zapata rectangular de 3.30x2.70m y se calculó el esfuerzo máximo. En la Tabla 53 se presentan los esfuerzos por gravedad y sismo.

Tabla 53

Esfuerzos por gravedad y sismo.

Dirección 3-3			Dirección 2-2		
$\sigma_{m\acute{a}x}$ (cargas de gravedad)	33.26	CUMPLE	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (cargas de gravedad)	33.69	CUMPLE
$\sigma_{m\acute{i}n}$ (cargas de gravedad)	33.26	CUMPLE	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (cargas de gravedad)	32.82	CUMPLE
$\sigma_{m\acute{a}x}$ (sismo XX)	33.39	CUMPLE	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (sismo XX)	34.89	CUMPLE
$\sigma_{m\acute{i}n}$ (sismo XX)	33.22	CUMPLE	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (sismo XX)	31.72	CUMPLE
$\sigma_{m\acute{a}x}$ (sismo YY)	33.80	CUMPLE	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (sismo YY)	33.95	CUMPLE
$\sigma_{m\acute{i}n}$ (sismo YY)	32.76	CUMPLE	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (sismo YY)	32.61	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Se verifica que los valores de esfuerzos por gravedad son menores a la capacidad admisible del suelo (40 ton/m²). Para los esfuerzos por sismo, se incrementa la presión admisible del suelo en un 30% y se verifica que las presiones por sismo son menores al $1.3\sigma_{adm}$ (52 ton/m²) en ambas direcciones. Entonces, se comprobó que las dimensiones elegidas para la zapata son correctas.

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata, se obtienen las presiones de las combinaciones de cargas en ambas direcciones. El cálculo de las presiones últimas se muestra en la Tabla 54 para las direcciones X e Y respectivamente.

Tabla 54

Esfuerzos máximos en dirección X e Y.

Dirección	Combinaciones	Pu (Ton)	M3 (Ton-m)	M2 (Ton-m)	$\sigma_{xdm\acute{a}x}$	$\sigma_{ydm\acute{a}x}$
	1.4CM+1.7CV	407.43	-0.01	3.28	45.73	46.40
	1.25(CM+CV) + CS	352.12	0.34	8.31	39.60	41.22
SISMO	1.25(CM+CV) - CS	351.25	-0.36	-2.97	39.33	38.82
EN X-X	0.9CM+CS	213.01	0.34	6.71	23.99	25.28
	0.9CM-CS	212.14	-0.35	-4.56	23.72	22.88
	1.25(CM+CV) + CS	351.91	2.08	3.81	40.02	40.27
SISMO	1.25(CM+CV) - CS	351.46	-2.10	1.54	38.92	39.76
EN Y-Y	0.9CM+CS	212.80	2.09	2.21	24.40	24.33
	0.9CM-CS	212.34	-2.09	-0.06	23.31	23.82

Fuente: Elaboración propia.

De ambas tablas se puede observar que el esfuerzo máximo de diseño es 46.40 ton/m².

Se asume una altura de zapata de 70 cm, por lo tanto, un peralte efectivo de 60 cm.

Diseño por punzonamiento

Se calculó la cortante última y se verificó que sea menor a la resistencia del concreto.

$$V_u = 350.76 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 390.22 \text{ Ton}$$

Se verifica que cumple la condición $\phi V_c \geq V_u$.

Diseño por cortante

Similar al diseño por punzonamiento, se calculó la cortante de diseño y se verificó que sea menor a la resistencia del concreto.

$$V_u = 27.84 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 39.17 \text{ Ton}$$

Se verificó que cumple la condición $\phi V_c \geq V_u$, por lo que el peralte asumido es correcto.

Diseño por flexión

Con el peralte de zapata definido, se calculó el momento último y el acero requerido por flexión.

$$M_u = 33.41 \text{ ton} - m$$

$$A_s \text{ min} = 15.18 \text{ cm}^2$$

El refuerzo por flexión colocado es de $\phi 3/4'' @ 15 \text{ cm}$ en ambas direcciones.

La Figura 50 muestra el diseño final de la zapata.

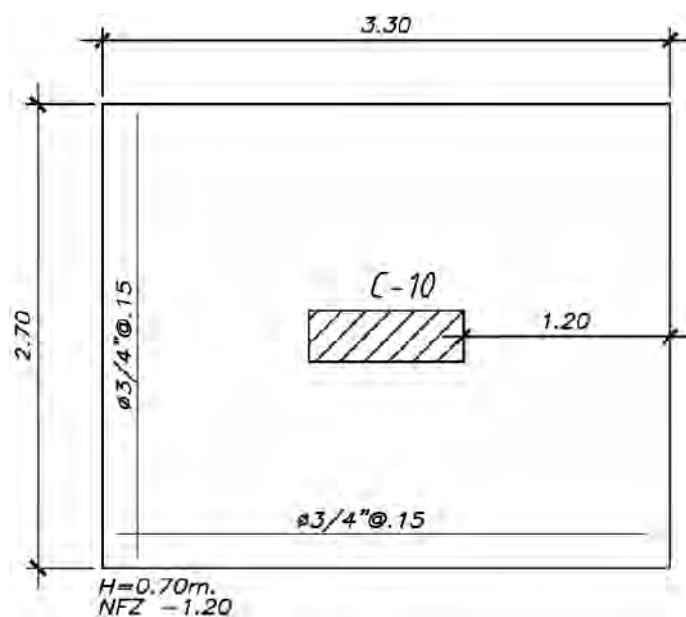


Figura 50. Diseño final de zapata aislada.

10.7 Ejemplo de diseño de zapata combinada

A manera de ejemplo se realizó el diseño de la zapata combinada, la cual se emplea para las columnas C-14 y C-15 y para las placas P-08, P-08 y P-09. La zapata combinada está ubicada entre los ejes 3-4 y C-E.

La Tabla 55 muestra las cargas en servicio en la base de la columna del análisis.

Tabla 55

Cargas de servicio de elementos verticales en zapata.

Cargas	C-12		C-15		C-16		P-06		P-07	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
e (m)	0.06	-0.19	-2.69	-1.72	2.68	-1.72	-2.34	0.85	2.90	0.85
Pm (Ton)	51.99	51.99	173.32	173.32	118.31	118.31	143.07	143.07	157.89	157.89
Pv (Ton)	6.84	6.84	33.34	33.34	24.52	24.52	22.98	22.98	26.11	26.11
Mm (Ton-m)	-0.02	0.00	-1.36	0.31	0.40	0.48	0.12	-3.07	-0.26	-1.12
Mv (Ton-m)	-0.01	0.00	-0.42	0.07	0.18	0.11	-0.02	-0.78	-0.01	-0.20
Psismo (Ton)	5.97	39.79	17.41	37.14	18.12	40.01	60.61	1.85	55.38	72.41
Msismo (Ton-m)	5.13	0.67	13.19	1.95	4.44	1.45	2.74	156.78	2.74	135.36

Fuente: Elaboración propia.

Debido a las excentricidades de las cargas de las columnas y placas, se dimensiona la zapata haciendo coincidir el centro de gravedad con el centro de cargas actuantes.

Se eligió una zapata rectangular de 7.70x5.40m, área (41.58 m²). Se verificó las presiones en el suelo antes las cargas de gravedad y sismo. La zapata se diseñó con el programa SAFE. La Figura 51 muestra la envolvente de presiones por cargas de gravedad y sismo.

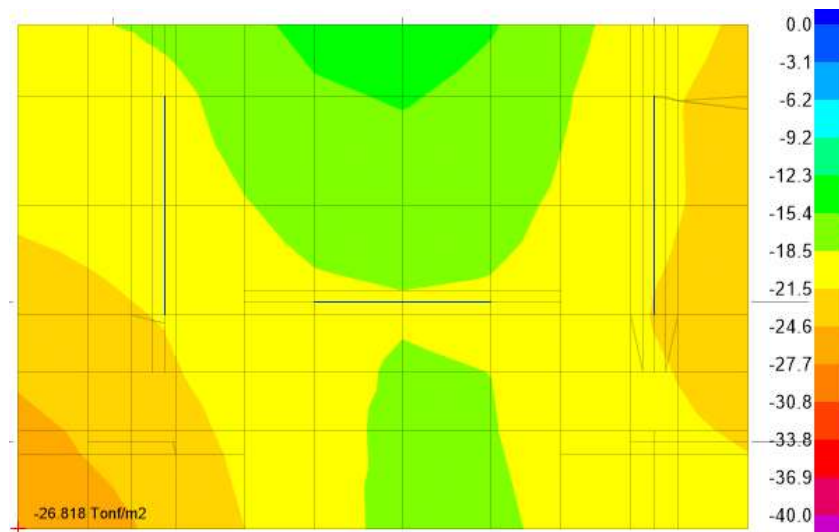


Figura 51. Esfuerzos en el suelo por cargas de servicio.

De la Figura 49 se observa que el valor de presión máxima es $\sigma_{\text{máx}}=26.82 \text{ Ton/m}^2$. Entonces, el esfuerzo máximo admisible por sismo es $\sigma_{\text{adm}} = 52 \text{ Ton/m}^2$, se comprobó que el esfuerzo máximo es menor al esfuerzo admisible.

Diseño por flexión

Del modelo en SAFE se obtuvo los momentos flectores máximos para ambas direcciones (X e Y). La figura 52 muestra los momentos flectores mínimos y máximos en la zapata combinada.

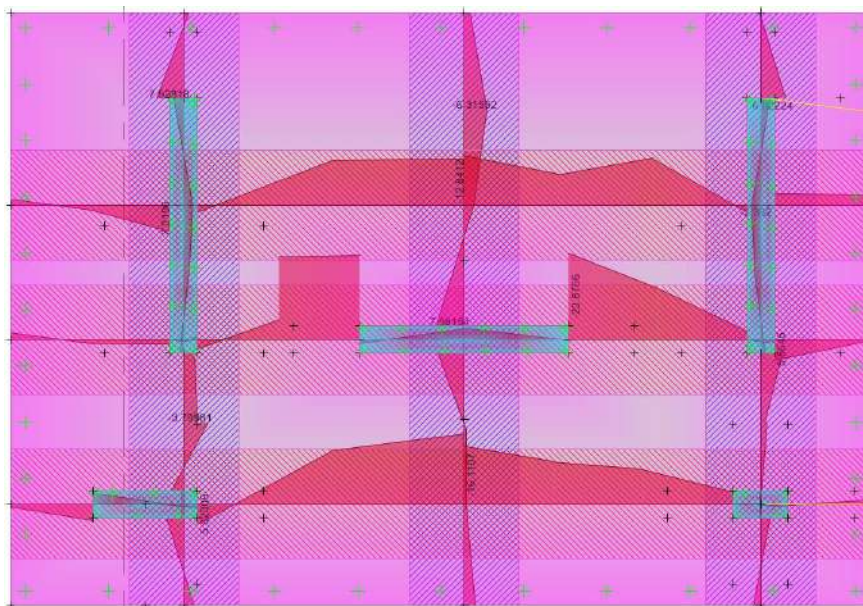


Figura 52. Momentos Flectores en dirección X e Y.

Con los momentos máximos obtenidos se calculó el acero de refuerzo requerido. En las Tablas 56 y 57 se muestran los cálculos de acero para la dirección X e Y respectivamente.

Tabla 56

Diseño por flexión de zapata combinada - Dirección X.

Momento	Mu (Ton-m)	As cal (cm ²)	As mín (cm ²)	Diámetro	Área (cm ²)	s (cm)
Mu+	12.84	5.73	4.20	5/8"	1.99	34.73
Mu-	23.87	10.75	8.40	3/4"	2.84	26.42

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 57

Diseño por flexión de zapata combinada - Dirección Y.

Momento	Mu (Ton-m)	As cal (cm ²)	As mín (cm ²)	Diámetro	Área (cm ²)	s (cm)
Positivo	7.58	3.36	4.20	5/8"	1.99	47.38
Negativo	6.31	2.80	8.40	3/4"	2.84	33.81

Fuente: Elaboración propia.

En ambas direcciones se colocó una malla inferior de $\phi 3/4'' @ 15$ cm y una malla superior de $\phi 5/8'' @ 25$ cm.

Diseño por cortante

Al igual que para el diseño por flexión, del modelo en SAFE se obtuvo la cortante última en ambas direcciones a una distancia "d" de la cara de las columnas y placas. Se asumió

un peralte de 100 cm y se calculó la resistencia a corte del concreto. La figura 53 muestra las fuerzas cortantes últimas en la zapata combinada.

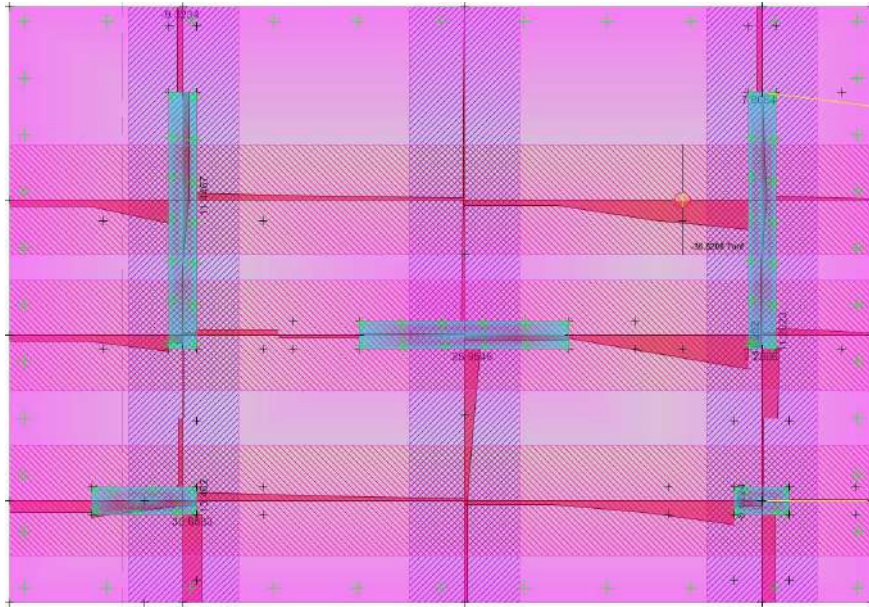


Figura 53. Diseño final de zapata combinada.

Las fuerzas cortantes para las direcciones X e Y se compararon con la resistencia del concreto.

$$V_{ux} = 36.83 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 30.15 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 60 = 39.17 \text{ Ton}$$

Se verificó que cumple la condición $\phi V_c \geq V_u$.

La Figura 54 muestra el diseño final de la zapata combinada.

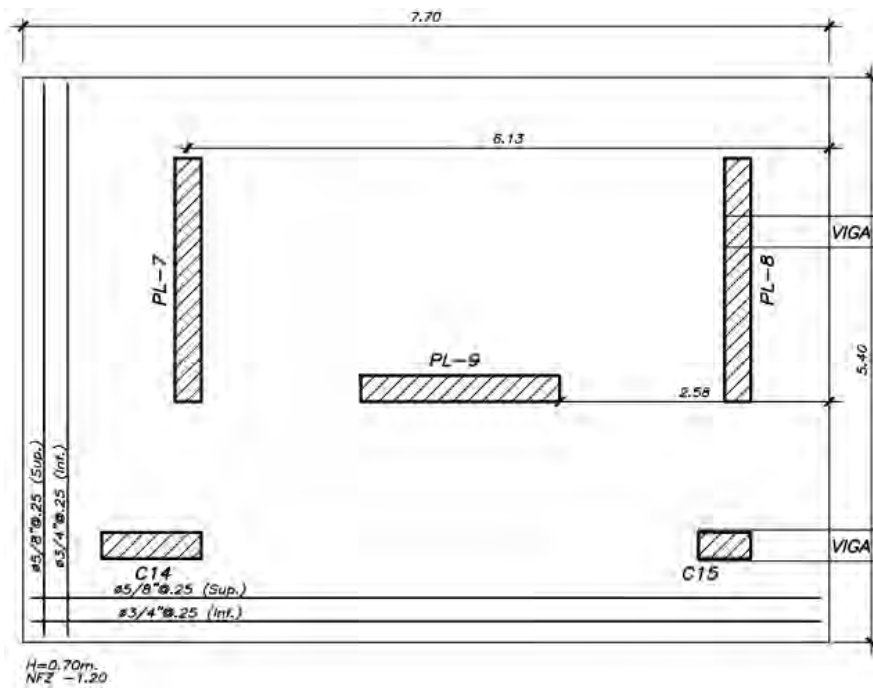


Figura 54. Diseño final de zapata combinada.

10.8 Diseño de viga de cimentación

Las vigas de cimentación son utilizadas en zapatas combinadas y zapatas conectadas para satisfacer la condición excentricidad de las cargas en la zapata, de tal manera que la viga peraltada soporte el giro que ocasiona la excentricidad de las cargas y equilibre el sistema.

10.8.1 Ejemplo de diseño de viga de cimentación

A manera de ejemplo se realizó el diseño de la viga de cimentación VC-3 (0.30x0.90) ubicada entre los ejes C y 6-7 con el programa SAFE 2016. Se muestra en el Figura 55.

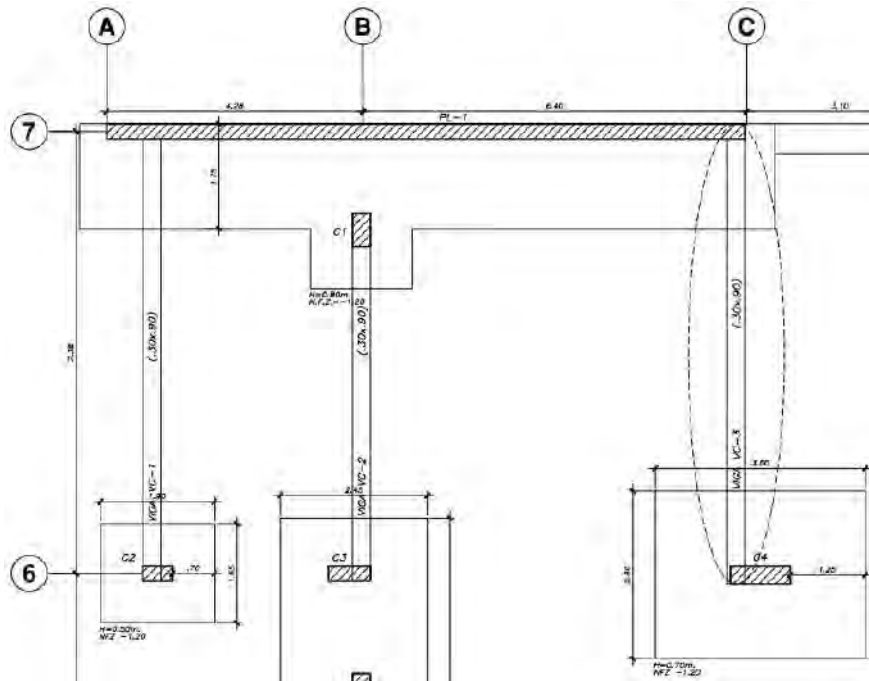


Figura 55. Ubicación de viga de cimentación VC-3.

Diseño por flexión

Al igual que para el diseño de la zapata combinada, se utilizó el modelo de cimentaciones en SAFE. La Figura 56 muestra la envolvente de momentos flectores para la viga de cimentación analizada.

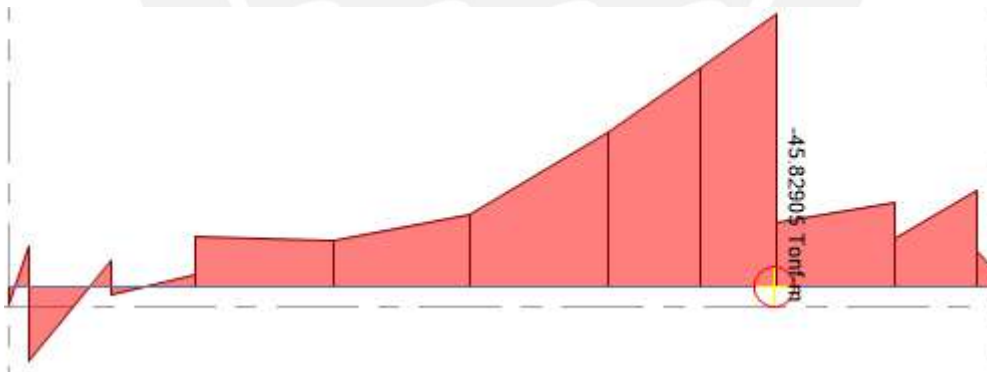


Figura 56. Diagrama de momentos flectores de VC-03.

Con el momento máximo obtenido se calculó el acero de refuerzo con las fórmulas (7.1.1.2) y (7.1.1.3) utilizadas en vigas.

Tabla 58

Diseño por flexión en viga de cimentación.

Momento	Mu (ton-m)	d (cm)	As min (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	Barras Colocadas	As inst. (cm ²)
M (-)	46.07	80	5.76	13.01	16.58	3 ϕ 3/4" + 3 ϕ 3/4"	17.04
M (+)	12.29	80	5.76	3.25	4.15	3 ϕ 3/4"	8.52

Fuente: Elaboración propia.

Se colocaron 6 barras superiores de 3/4" y 3 barras inferiores de 3/4", se verificó que cumple con el acero mínimo y máximo de la sección. Asimismo, por tener un gran peralte se colocaron 4 barras de 1/2" en el alma de la viga.

Diseño por cortante

Del modelo en SAFE se obtuvo la cortante última a una distancia "d" de la cara de las columnas o placas. Se calculó la resistencia del concreto (V_c) y compararlo con el cortante última. La figura 56 muestra el diagrama de fuerza cortante para la viga de cimentación.

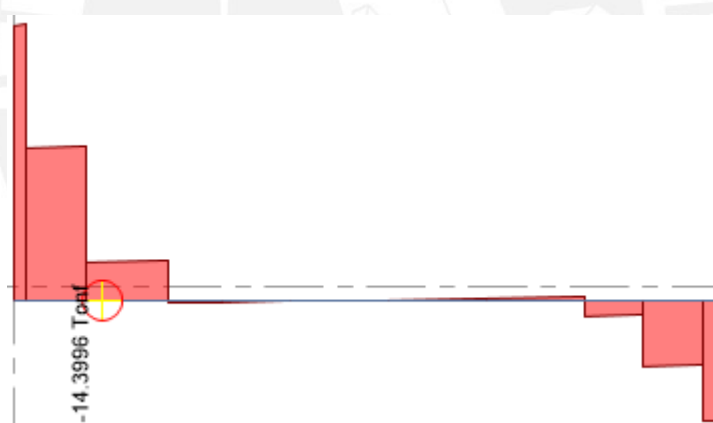


Figura 57. Diagrama de momentos flectores de VC-03.

De la Figura 57 se puede observar que la fuerza cortante última es 14.4 ton.

$$V_u = 14.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 80 = 15.67 \text{ ton}$$

Por ello, se colocaron estribos mínimos de $\phi 3/8$ " cada 20 cm. El refuerzo transversal tendrá la siguiente distribución de estribos.

Estribo de 3/8": 1@0.05, Rto@0.20 c/extremo.

En la siguiente figura 58 se muestra el diseño final de la viga de cimentación.

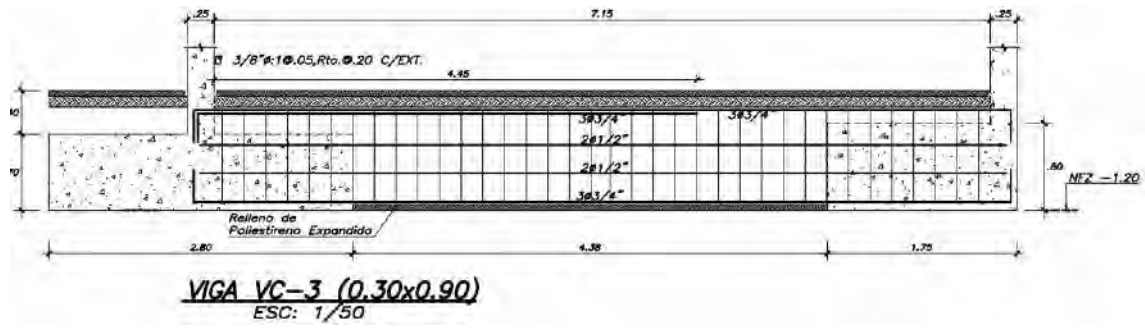


Figura 58. Diseño final de viga de cimentación VC-01.



11 DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

11.1 Diseño de Escalera

Las escaleras del presente proyecto tienen un ancho constante de 1.20m, paso de 25 cm y contrapaso de 18 cm. Para el tramo de la garganta se consideró un espesor de 15 cm.

Para el diseño consideramos como una losa maciza apoyada en cada lado a cada placa respectivamente, se diseña en el sentido más largo tomando un metro de ancho tributario, sin embargo, el comportamiento entre la interacción del descanso y el tramo inclinado va a generar momentos positivos utilizamos un segundo análisis consideran apoyos en estas interacciones. En el sentido más corto el diseño solo se realizará de acuerdo al acero mínimo para losas de una sola dirección.

11.1.1 Ejemplo de diseño de escalera

Debido a la arquitectura de las escaleras se está considerando además el peso de unos pasos de relleno al iniciar y terminar el descanso.

Metrado de cargas

Con las medidas de la escalera descritas anteriormente se procedió a calcular el peso propio de la escalera mediante la siguiente expresión:

$$W_p = 2.4 \cdot \left(\frac{c_p}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{c_p}{p} \right)^2} \right) \quad (11.1)$$

$$W_p = 2.4 \cdot \left(\frac{0.18}{2} + 0.15 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25} \right)^2} \right) = 0.66 \text{ Ton/m}$$

Se ha considerado carga de piso terminado de 100 kg/m² y la sobrecarga de 200 kg/m² de acuerdo con la norma E.020. En la Tabla 60 se resumen las cargas consideradas en cada tramo.

Tabla 59

Metrado de cargas para escalera.

	Cargas	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
CM	Peso propio (Ton/m)	0.64	0.66	0.64
	Peso piso terminado (Ton/m)	0.10	0.10	0.10
CV	SC (Ton/m)	0.20	0.20	0.20
	Carga Ultima (Ton/m)	1.37	1.41	1.37

Fuente: Elaboración propia.

Se realizó un modelo en SAP2000 y se asignaron las cargas distribuidas en cada tramo. En la Figura 59 se muestra el diagrama de fuerza cortante y momentos flectores resultantes en todos los tramos. Se proyectó el tramo inclinado en plano horizontal.

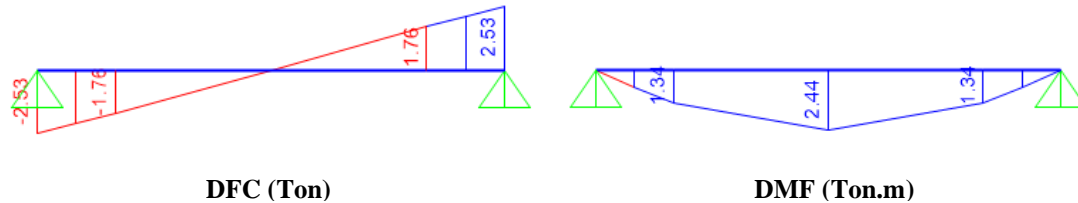


Figura 59. Diagrama de fuerza cortante y momentos flectores en escalera.

Diseño por Flexión.

Con los valores de momento último se procedió a realizar el diseño por flexión considerándola como una losa maciza. La Tabla 60 presenta el resumen del diseño.

Tabla 60

Diseño por flexión de los tramos de la escalera.

	Descanso 1	Escalera	Descanso 2
Mu (+)	1.34	2.44	1.34
As Requerido (cm²)	3.05	5.70	3.05
Acero colocado	ϕ3/8"@0.25	ϕ1/2"@0.20	ϕ3/8"@0.25

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por Corte

Con los valores de fuerza cortante última obtenida, se verificó que esta fuera menor a la resistencia del concreto (ϕV_c).

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12 = 7.83 \text{ ton}$$

$$V_u = 2.37 \text{ ton} < \phi V_c$$

Se verifica que se la resistencia del concreto es mayor que las cortantes últimas. Finalmente, la Figura 59 muestra el diseño final de la escalera.

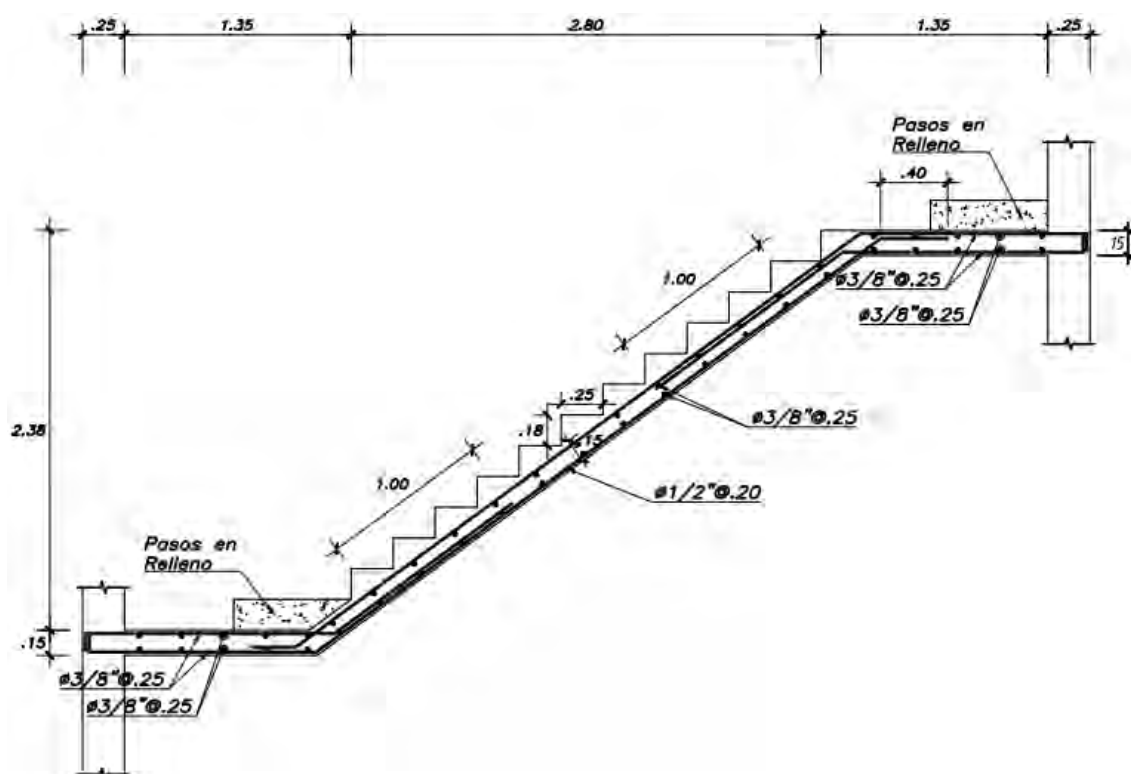


Figura 60. Diseño final de tramo típico.

11.2 Diseño de la losa del cuarto de máquinas del ascensor.

La losa del cuarto de máquinas del ascensor va soportar principalmente la carga del ascensor además de los demás cables y maquinas del sistema del ascensor y su propio peso. Para cumplir con estos requerimientos se usó una losa maciza en dos direcciones. Dicha losa ha sido modelada en SAP 2000.

11.2.1 Ejemplo de diseño de losa de cuarto de máquinas de ascensor.

Metrado de Cargas

Para satisfacer el peso del ascensor y el peso extra del sistema del ascensor ubicado en el cuarto de máquinas se asume una sobrecarga de 1 ton/m² y su peso propio. La Tabla 61 presenta las cargas actuantes en la losa maciza.

Tabla 61

Metrado de cargas en losa maciza.

	Cargas	Total
CM	Peso propio (Ton/m ²)	0.48
	Peso piso terminado (Ton/m ²)	0.10
CV	SC (Ton/m ²)	1.00
CU	1.4CM + 1.7CV (Ton/m ²)	2.51

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por Flexión.

Se obtuvieron los diagramas de momentos flectores, la Figura 61 muestra los valores ambas direcciones X e Y.

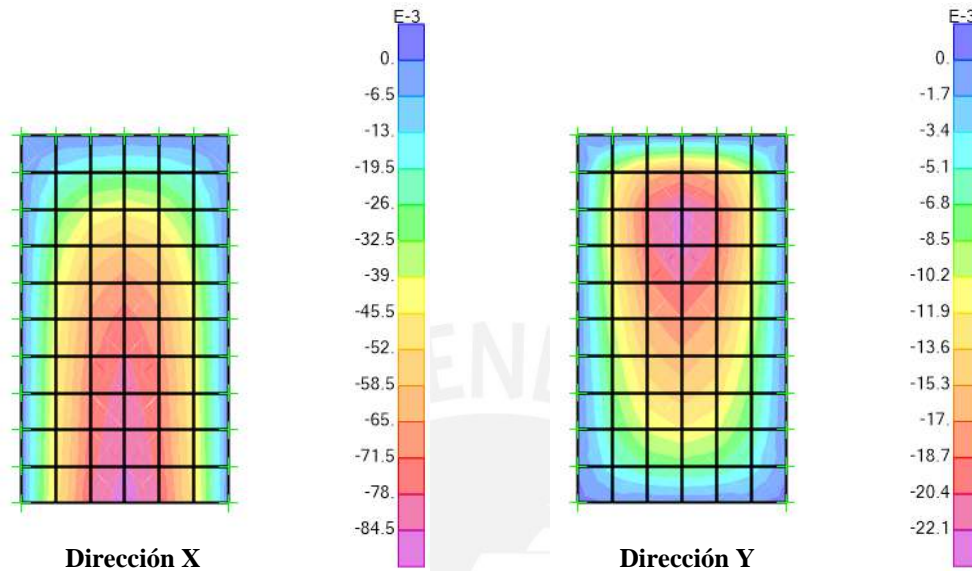


Figura 61. Momentos Flectores en dirección X e Y.

Debido a que los momentos flectores, tanto en la dirección X e Y, son menores a 1 Ton/m² por lo que no llegan al acero mínimo ($A_s=3.60 \text{ cm}^2$).

Malla inferior en dos direcciones de 3/8" @0.20m.

Malla superior en dos direcciones de 3/8" @0.20m.

Diseño por Corte

Se calculó la resistencia al corte del concreto de la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 = 11.10 \text{ Ton}$$

Se debe verificar que cumpla la condición $\phi V_c \geq V_u$

Para el paño a analizar:

Las fuerzas cortantes, tanto en la dirección X e Y, son menores 1 Ton. Entonces cumple con la condición $\phi V_c \geq V_u$.

Finalmente, la Figura 62 muestra el diseño final de la losa maciza.

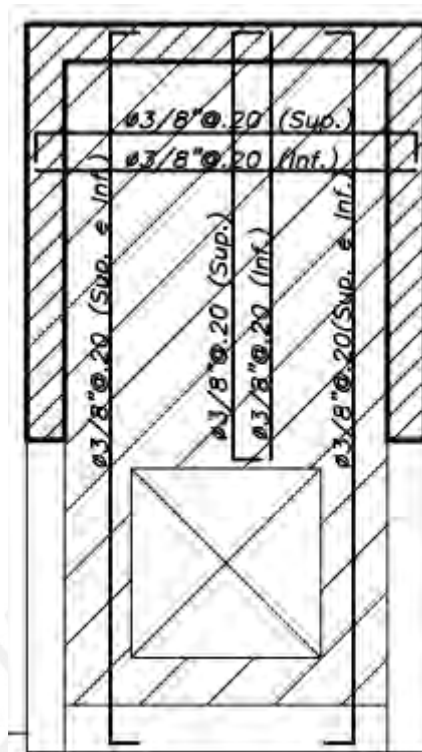


Figura 62. Diseño final de losa maciza del cuarto de máquinas.

11.3 Diseño de Cisterna

Existen varios tipos de cisterna, dependiendo de su uso y su aplicación, en el caso de este proyecto se está utilizando una cisterna enterrada por el alto volumen de capacidad de almacenamiento que debe tener la cisterna para alimentar todo el edificio de acuerdo a los lineamientos de la norma I.S. 010 del reglamento nacional de edificaciones.

En el caso de las cisternas encerradas la tapa, el fondo y los muros soportarán los esfuerzos provenientes del suelo además de soportar la carga del agua almacenada, sin embargo, para tener un diseño eficiente se va considerar la condición más desfavorable. Esta condición se da cuando la cisterna se encuentra vacía ya que los muros laterales tendrán que soportar, únicamente, los esfuerzos del suelo que incrementan de acuerdo a su altura. Por ello se procederá a diseñar los muros y luego este diseño será replicado para el fondo y la tapa de la cisterna. A continuación, en la Figura 63 se presenta una imagen de los momentos generados por los esfuerzos del suelo en una cisterna.

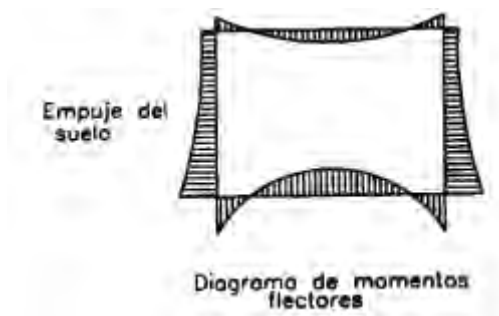


Figura 63. Momentos generados por el empuje del suelo.

Nota. De *Diseño de Estructuras de Concreto* (p. 505), por Teodoro Harmsen, 2002, Fondo Editorial PUCP.

Para el alcance de este proyecto, se diseñó la cisterna a base de la condición más crítica, la cual ocurre en las paredes laterales de la cisterna donde el empuje del suelo es el mayor y es gobernado bajo la siguiente fórmula:

$$E = k_a \cdot \gamma_s \cdot h \quad (11.3.1)$$

Además, debido a que la cisterna va a contener agua se debe de asegurar que la fisuración del concreto no genere filtraciones hacia afuera de la cisterna, para esto se está considerando paredes con un mínimo de 25 cm de espesor.

11.3.1 Ejemplo de diseño de Muros:

Se realizó el modelo de un muro mediante el programa SAP 2000 con las siguientes consideraciones:

- Se analizó la cisterna vacía.
- Se consideró conexión monolítica entre muros y losas.

A continuación, se realiza el diseño del muro para una cisterna de agua de 2.50mx5.90mx2.60m.

Para el análisis, se puede usar un elemento tipo frame con H=30cm y el ancho B=100cm con carga distribuida trapezoidal aplicado.

Se tienen los siguientes datos:

- Densidad del suelo(γ_s): 2.26 Ton/m³
- Profundidad 1 (h1): 0.5 m (de eje a eje)
- Profundidad 2 (h2): 3.3 m (de eje a eje)
- Coeficiente activo estático (k_a): 0.32

Entonces, se procedió a calcular el empuje mediante la siguiente formula:

$$E_1 = 2.26 \cdot 0.5 \cdot 0.32 = 0.36 \text{ Ton/m}^2$$

$$E_2 = 2.26 \cdot 3.3 \cdot 0.32 = 2.39 \text{ Ton/m}^2$$

La Figura 64 muestra el modelo 2D del muro de cisterna con el empuje lateral distribuido.



Figura 64. Empuje aplicado a modelo de cisterna.

Se obtuvo los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes del SAP2000. La figura 65 muestra ambos diagramas. Para obtener el momento de diseño, se utilizó la combinación de 1.4Empuje.

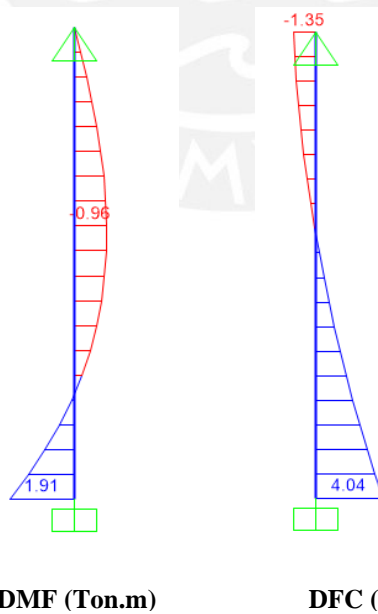


Figura 65. Momento flector en muro de cisterna.

Diseño por Flexión

Con los momentos últimos obtenidos, se calculó el acero de refuerzo sobre un muro de espesor de 25 cm. En la tabla 62 se muestra el diseño del muro a partir del momento máximo.

Tabla 62

Diseño por flexión del muro de cisterna.

Mu (Ton.m)	As min (cm²)	As req. (cm²)	Distribución
0.96	5.31	1.12	φ3/8"@0.20m

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por Corte

El cortante máximo obtenido es de $V_u = 4.04$ Ton. Se verifica que la resistencia del concreto para un muro de 25 cm es suficiente.

Se calculó la resistencia al corte del concreto de la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 100 = 16.32 \text{ Ton}$$

Se verificó que se cumple la condición $\phi V_c \geq V_u$

Para la tapa, de espesor de 20 cm, se utilizará el acero mínimo debido a que no está sometido a ningún empuje, sólo a su peso propio.

Para la base de la cisterna se utilizará el mismo espesor, pero una mayor cuantía que la mínima. Es decir, 3/8" @0.20m para reducir agrietamiento y evitar filtraciones ya que también estará en contacto con agua.

Finalmente, la Figura 66 muestra el diseño final del muro de cisterna.

12 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Comentarios:

- La arquitectura original de nuestro proyecto, corresponde a un edificio existente de 4 pisos; por lo que se agregaron 4 niveles más y se modificaron los tipos de departamentos. Debido a este cambio, se modificó las dimensiones de la cisterna enterrada para cumplir con la nueva dotación diaria de agua.
- Se comparó el metrado realizado manualmente y del modelo en el programa ETABS 2018. Se obtuvo una diferencia no mayor a 3%. Por ello, se empleó los resultados del programa para el análisis estructural.
- Los periodos fundamentales obtenidos del análisis modal fueron 0.531 seg. en la dirección Y y 0.462 seg. en la dirección X, Se ve reflejado en la realidad ya que en la dirección X existe mayor rigidez por la concentración de placas.
- Se corroboró que el sistema estructural de muros de concreto ($R_o=6$) es correcto, ya que las placas absorben más del 80% de la cortante basal en ambas direcciones.
- Para poder darle mayor rigidez lateral y torsional se colocó las placas al extremo del edificio en ambas direcciones, y para solucionar los problemas de excentricidad en las cimentaciones de estas placas se utilizó la técnica de viga cimentación conectadas a zapatas internas más pesadas.
- Para asegurar un análisis conservador y una menor irregularidad, los elementos verticales deben ser continuos de la cimentación hasta el último piso. Es por ello que no utilizamos columnas ni placas que nazcan en vigas de entrepiso.
- Para poder obtener que la cortante basal por el análisis dinámico sea, por lo menos, el 90% de la cortante estática se tuvo que escalar las cargas del análisis por 1.224 en la dirección X y por 1.266 en la dirección Y para lograr cumplir con la Norma E.030.
- En el diseño de los elementos estructurales se ha considerado el aporte del sismo en aquellos elementos que soportan las solicitaciones sísmicas como son las vigas peraltadas, columnas y placas. Y aquellos elementos restantes que son las losas y vigas chatas solo se ha considerado el aporte de cargas de gravedad y peso propio.
- Debido a que los muros de concreto absorben la mayor parte de la fuerza sísmica, la mayoría de las columnas están sometidas principalmente a carga axial. Esta carga axial es más significativa en los primeros pisos que en los pisos superiores, lo que nos ha permitido reducir la sección y cantidad de refuerzo a lo largo de las columnas. Este mismo enfoque se aplicó a los núcleos en el caso de los muros de concreto.

- En los elementos verticales, se optó por incrementar la resistencia del concreto a 280 kg/cm² en los tres primeros niveles debido a la carga axial. Esta elección nos permitió utilizar secciones que se adapten mejor para preservar la integridad de la arquitectura original.

Conclusiones:

- Del análisis traslacional, en ambas direcciones, se puede concluir que la mayor parte de la masa se encuentra en los modos traslacionales 1 y 2. Es por ello que los periodos del análisis modal tridimensional ($T_x = 0.462$ seg. y $T_y = 0.531$ seg.) son similares a los obtenidos del análisis modal traslacional ($T_x = 0.456$ seg. y $T_y = 0.487$ seg.).
- Las derivas máximas de entrepiso en el análisis sísmico fueron de 4.8 ‰ en la dirección X y 5.9 ‰ en la dirección Y. Estas cumplen con ser menores que el límite máximo de las derivas (7 ‰) para edificaciones de concreto armado establecidas por la Norma E.060.
- El diseño de vigas sísmicas, aquellas que se encuentren conectadas a placas y que tengan una longitud corta, deberán ser diseñadas por capacidad a modo de asegurar que se dé una falla dúctil antes de la falla frágil.
- Para los elementos estructurales sujetos a efectos sísmicos, el capítulo 21 de la norma E.060 exige proporcionar suficiente resistencia para prevenir las fallas frágiles. Esto implica reducir el espaciamiento de los estribos por debajo de lo requerido por las solicitaciones en las zonas de confinamiento de vigas y columnas. Además, se debe reforzar la resistencia al corte en vigas, columnas y placas cuando el diseño por capacidad predomina.
- Debido a la distribución de muros de concreto en la dirección X e Y se logró evitar la irregularidad torsional, de los análisis se obtuvo ratios de torsión menores a 1.3, límite establecido por la norma E.030. Para la dirección se obtuvo un ratio 1.12 y para Y se obtuvo 1.26.
- Se ha verificado que todos los elementos pre-dimensionados a base de métodos empíricos como son las losas, vigas y columnas han mantenido sus valores iniciales y algunas han sido cambiadas solo por temas de arquitectura. Lo cual nos confirma que los métodos usados sirven como base para empezar el diseño estructural y no caer en iteraciones complicadas y extensas.
- Se ha demostrado que utilizar modelos simples cercanos a la realidad, para resolver los diferentes casos de diseño en la estructura ayuda a obtener resultados de manera

más rápida y el análisis de estos es directo, mientras que, si se trata de usar métodos complejos, el diseño del proyecto se vuelve muy extenso para su alcance.

- En los diseños de escalera, cuarto de máquinas y cisterna predominó el acero mínimo de la Norma E.060. Esto se debe a que las dimensiones de estas no son tan grandes, por ende, sus deflexiones son pequeñas.



13 BIBLIOGRAFÍA

- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2020). *Norma E.020 Cargas*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2020). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2020). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2020). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2020). *Norma E.070 Albañilería*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Muñoz Pelaez, A. (2003). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Ottazzi Pasino, G. (2015). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS - ANEXOS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Pablo Martin Calero Gabriel

Percy Manuel Apaza Gamero

ASESOR:

Renzo Noriega Barrueto

Lima, Abril, 2023

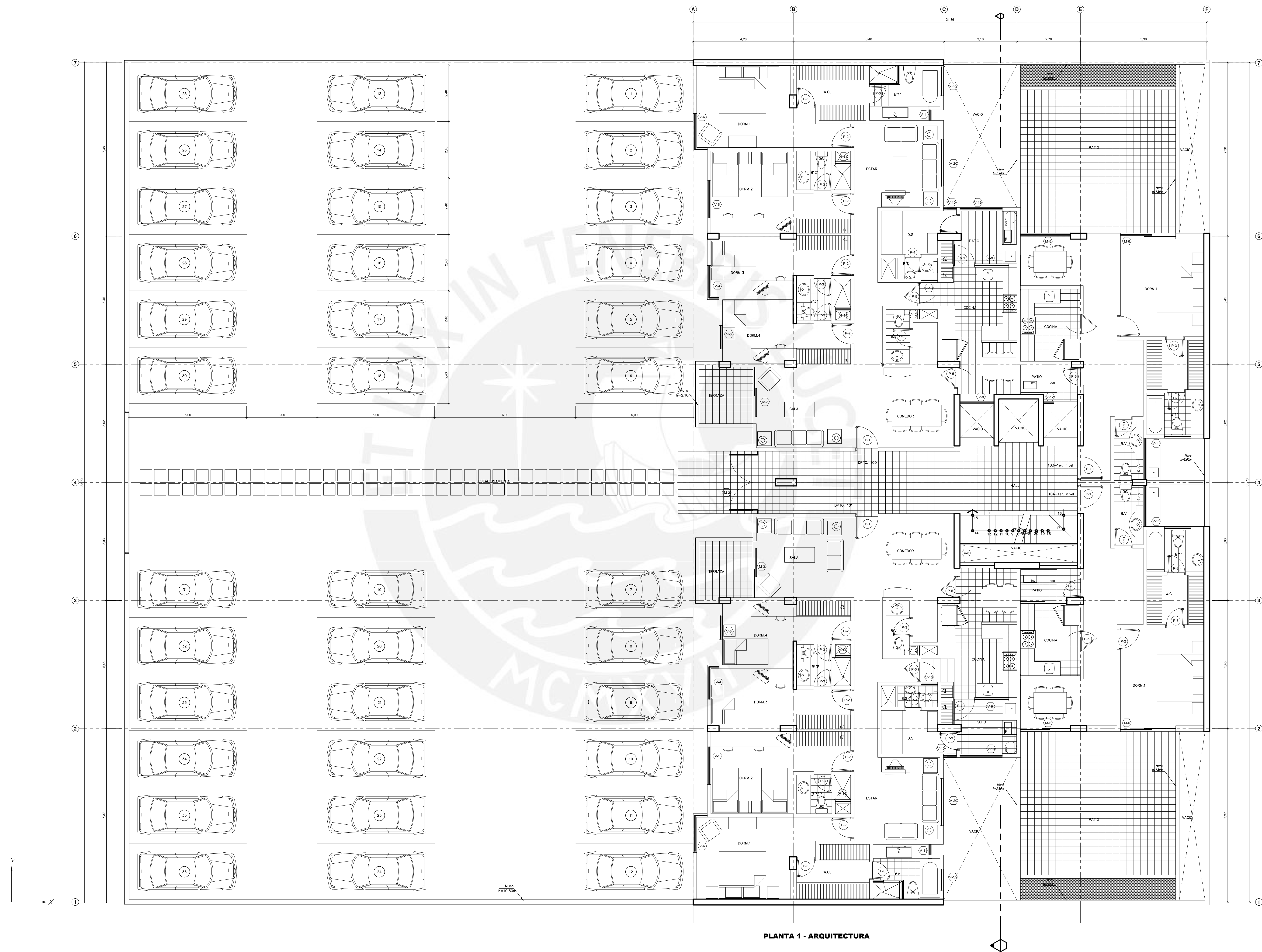
ÍNDICE DE PLANOS

ARQUITECTURA

- A-01 Primer Piso
- A-02 Segundo Piso
- A-03 Azotea
- A-04 Elevaciones
- A-05 Cortes

ESTRUCTURAS

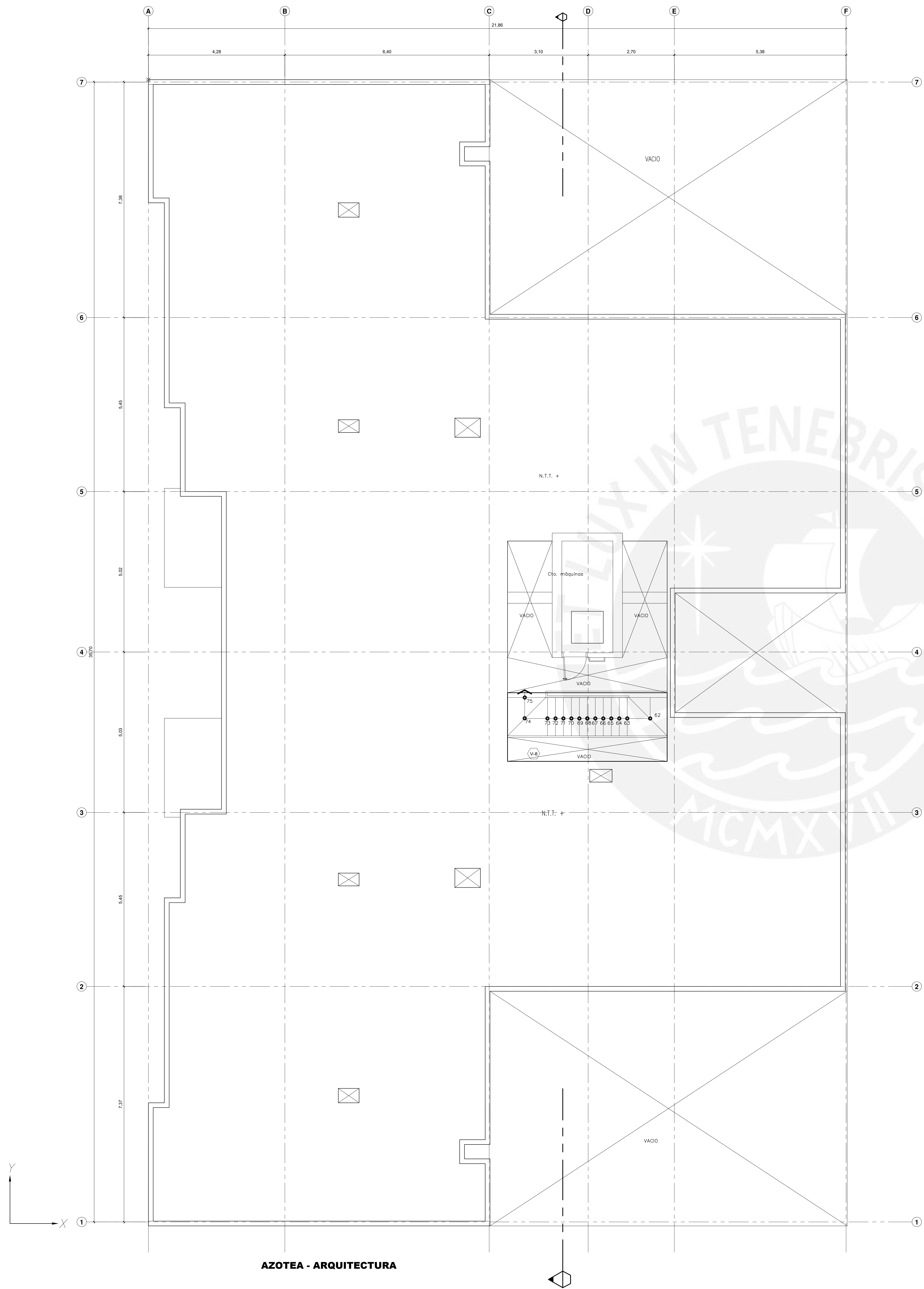
- E-01 Especificaciones técnicas y detalles generales
- E-02 Detalles generales I
- E-03 Detalles generales II
- E-04 Planta cimentaciones
- E-05 Cortes, vigas de cimentación y escaleras
- E-06 Columnas y Placas – I
- E-07 Placas – II
- E-08 Encofrado de techo del primer piso y detalles
- E-09 Encofrado de techo del piso típico y detalles
- E-10 Encofrado de techo del 8vo piso y detalles
- E-11 Encofrado de techo del cuarto de máquinas y detalles
- E-12 Vigas desarrolladas – I
- E-13 Vigas desarrolladas – II
- E-14 Vigas desarrolladas – III



PLANTA 1 - ARQUITECTURA

CUADRO DE VANDOS		
VENTANAS		
VPO	ANCHO	ALTO
V1	2.875	2.15
V2	1.95	1.50
V3	1.95	1.50
V4	1.95	1.50
V5	1.95	1.50
V6	1.95	1.50
V7	1.95	1.50
V8	1.45	1.00
V9	1.45	1.00
V10	1.45	1.00
V11	1.45	1.00
V12	1.45	1.00
V13	1.45	1.00
V14	1.45	1.00
V15	1.45	1.00
V16	1.45	1.00
V17	1.45	1.00
V18	1.45	1.00
V19	1.45	1.00
V20	1.45	1.00
V21	1.45	1.00
V22	1.45	1.00
V23	1.45	1.00
V24	1.45	1.00
V25	1.45	1.00
V26	1.45	1.00
V27	1.45	1.00
V28	1.45	1.00
V29	1.45	1.00
V30	1.45	1.00
V31	1.45	1.00
V32	1.45	1.00
V33	1.45	1.00
V34	1.45	1.00
V35	1.45	1.00
V36	1.45	1.00
V37	1.45	1.00
V38	1.45	1.00
V39	1.45	1.00
V40	1.45	1.00
V41	1.45	1.00
V42	1.45	1.00
V43	1.45	1.00
V44	1.45	1.00
V45	1.45	1.00
V46	1.45	1.00
V47	1.45	1.00
V48	1.45	1.00
V49	1.45	1.00
V50	1.45	1.00
V51	1.45	1.00
V52	1.45	1.00
V53	1.45	1.00
V54	1.45	1.00
V55	1.45	1.00
V56	1.45	1.00
V57	1.45	1.00
V58	1.45	1.00
V59	1.45	1.00
V60	1.45	1.00
V61	1.45	1.00
V62	1.45	1.00
V63	1.45	1.00
V64	1.45	1.00
V65	1.45	1.00
V66	1.45	1.00
V67	1.45	1.00
V68	1.45	1.00
V69	1.45	1.00
V70	1.45	1.00
V71	1.45	1.00
V72	1.45	1.00
V73	1.45	1.00
V74	1.45	1.00
V75	1.45	1.00
V76	1.45	1.00
V77	1.45	1.00
V78	1.45	1.00
V79	1.45	1.00
V80	1.45	1.00
V81	1.45	1.00
V82	1.45	1.00
V83	1.45	1.00
V84	1.45	1.00
V85	1.45	1.00
V86	1.45	1.00
V87	1.45	1.00
V88	1.45	1.00
V89	1.45	1.00
V90	1.45	1.00
V91	1.45	1.00
V92	1.45	1.00
V93	1.45	1.00
V94	1.45	1.00
V95	1.45	1.00
V96	1.45	1.00
V97	1.45	1.00
V98	1.45	1.00
V99	1.45	1.00
V100	1.45	1.00

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS - SURCO	LÁMINA N° 1
ESPECIALIDAD : ARQUITECTURA	
DISEÑO Y DIBUJO : PERCY APAZA GOMEZ - PABLO CALERO GABRIEL	A-01
ASESOR : RENZO MORENO BARRIETO	de 5
PLANO : PRIMER PISO	
UBICACIÓN : SANTIAGO DE SURCO, LIMA	ESCALA : 1/75
	FECHA : ABRIL 2023



AZOTEA - ARQUITECTURA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS – SURCO

ESPECIALIDAD : ARQUITECTURA

DISEÑO Y DIBUJO: PERCY APAZA GAMERO – PABLO CALERO GABRIEL

ASESOR: RENZO NORIEGA BARRUETO

PLANO : AZOTEA

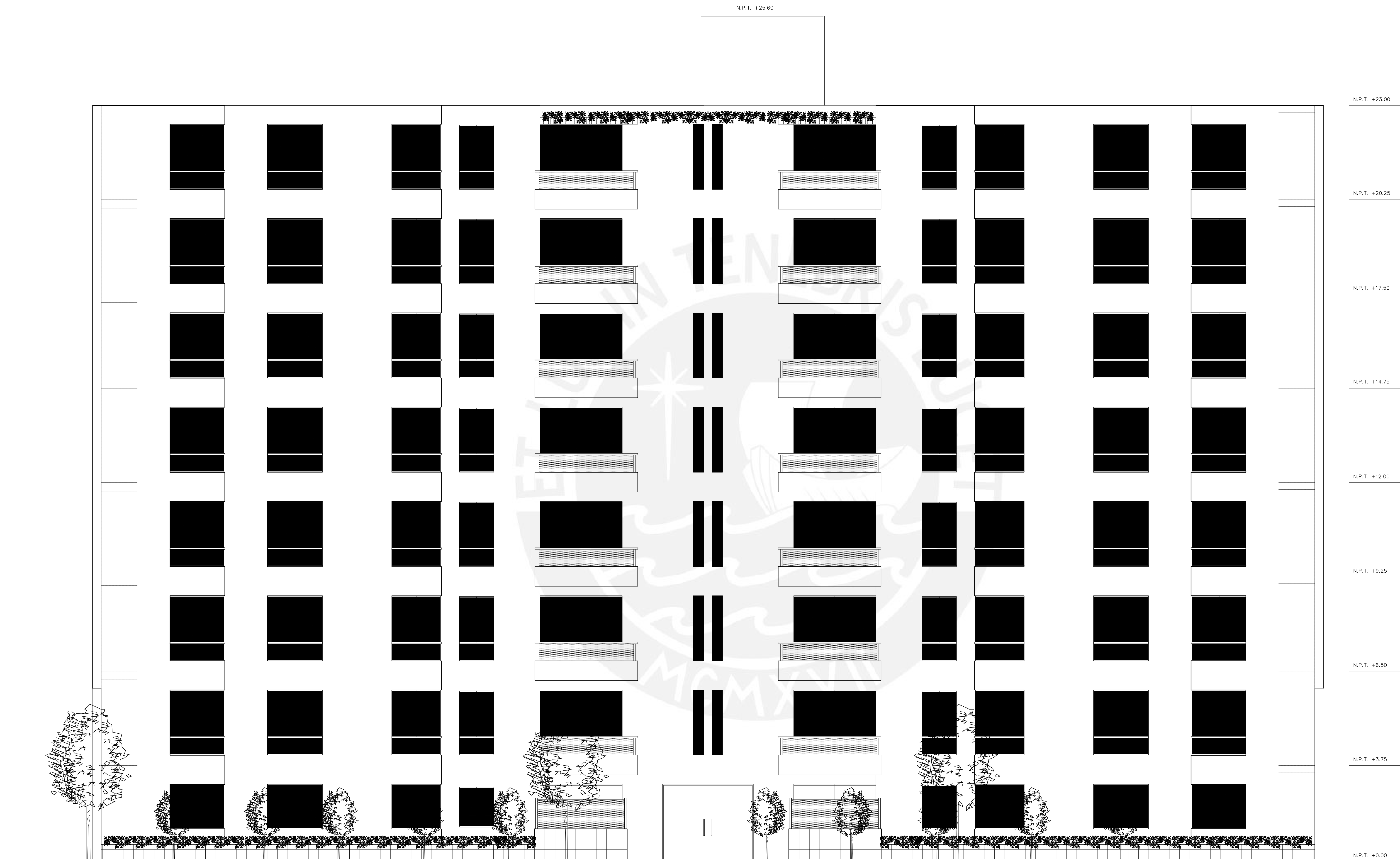
UBICACION: SANTIAGO DE SURCO, LIMA

ESCALA : 1/75

FECHA : ABRIL 2023

LAMINA N° :

A-03
de 5



ELEVACION FRONTAL

CUADRO DE VANOS

VENTANAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR
V-1	2.875	2.15	0.30
V-2	1.95	1.00	1.20
V-3	1.00	1.30	0.90
V-4	1.80	1.30	0.90
V-5	1.60	1.30	0.90
V-6	2.25	1.30	0.90
V-7	1.925	1.30	0.90
V-8	1.40	1.00	1.20
V-8	1.40	0.30	2.50
V-9	1.45	1.20	1.00
V-10	0.40	1.20	1.00
V-11	0.45	1.20	1.00
V-12	0.40	0.40	1.80
V-13	0.70	0.40	1.80
V-14	0.65	0.40	1.80
V-15	0.90	0.40	1.80
V-16	0.60	0.40	1.80
V-17	1.00	0.40	1.80
V-18	0.60	1.10	0.90
V-19	1.80	1.00	1.20
V-20	2.00	1.30	0.90
V-21	1.48	1.00	1.20
V-22	1.00	1.90	0.30
V-23	1.95	1.90	0.30
V-24	1.60	1.90	0.30
V-25	2.25	1.90	0.30
V-26	0.30	1.90	0.30
V-27	2.00	1.90	0.30
V-28	2.175	1.90	0.30
V-29	0.75	1.90	0.30
V-30	2.50	1.90	0.30
V-31	1.75	1.90	0.30
V-32	1.13	0.40	1.80
V-33	4.275	1.90	0.30
V-34	0.50	1.90	0.30
V-35	4.08	1.90	0.30
V-36	2.68	1.00	1.20
V-37	0.65	1.00	1.20
V-38	1.625	0.40	1.80

MAMPARAS		
TIPO	ANCHO	ALTO
M-1	2.87	2.20
M-2	2.65	2.20
M-3	2.40	2.20
M-4	3.18	2.20
M-5	2.175	2.20
M-6	3.93	2.20
M-7	1.80	2.20
M-8	2.80	2.20
M-9	1.00	2.20
M-10	4.125	2.20
M-11	2.85	2.20
M-12	1.65	2.20
M-13	1.90	2.20
M-14	2.90	2.20
M-15	2.00	2.20
M-16	2.80	2.20
M-17	2.025	2.20
M-18	1.00	2.20

PUERTAS		
TIPO	ANCHO	ALTO
P-1	2.65	2.30
P-1	1.00	2.10
P-2	0.60	2.10
P-3	0.80	2.10
P-4	0.70	2.10
P-5	0.90	2.10
P-6	1.60	1.00

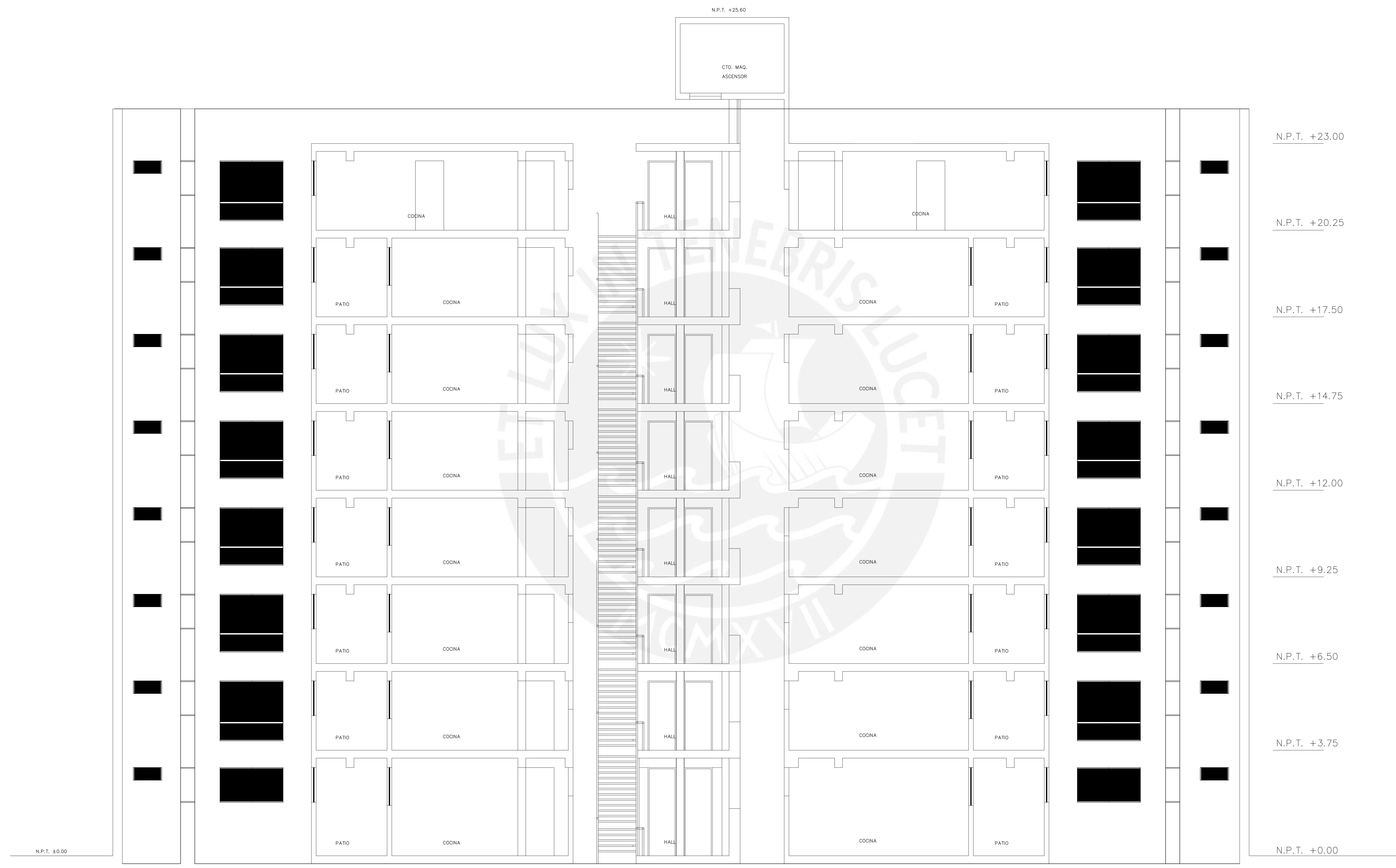
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS – SURCO
 ESPECIALIDAD : ARQUITECTURA
 DISEÑO Y DIBUJO: PERCY APAZA GAMERO – PABLO CALERO GABRIEL
 ASESOR: RENZO NORIEGA BARRUETO
 PLANO : ELEVACION
 UBICACION: SANTIAGO DE SURCO, LIMA ESCALA : 1/75 FECHA : ABRIL 2023

LAMINA N° : A-04 de 5

CUADRO DE VANOS

VENTANAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR
V-1	2.875	2.15	0.30
V-2	1.95	1.00	1.20
V-3	1.00	1.30	0.90
V-4	1.80	1.30	0.90
V-5	1.60	1.30	0.90
V-6	2.25	1.30	0.90
V-7	1.925	1.30	0.90
V-8	1.40	1.00	1.20
V-8	1.40	0.30	2.50
V-9	1.45	1.20	1.00
V-10	0.40	1.20	1.00
V-11	0.45	1.20	1.00
V-12	0.40	0.40	1.80
V-13	0.70	0.40	1.80
V-13	0.70	0.30	2.20
V-14	0.65	0.40	1.80
V-15	0.90	0.40	1.80
V-16	0.60	0.40	1.80
V-17	1.00	0.40	1.80
V-18	0.60	1.10	0.90
V-19	1.80	1.00	1.20
V-20	2.00	1.30	0.90
V-21	1.48	1.00	1.20
V-22	1.00	1.90	0.30
V-23	1.90	1.90	0.30
V-24	1.60	1.90	0.30
V-25	2.25	1.90	0.30
V-26	0.30	1.90	0.30
V-27	2.00	1.90	0.30
V-28	2.175	1.90	0.30
V-29	0.75	1.90	0.30
V-30	2.50	1.90	0.30
V-31	1.75	1.90	0.30
V-32	1.13	0.40	1.80
V-33	4.275	1.90	0.30
V-34	0.50	1.90	0.30
V-35	4.08	1.90	0.30
V-36	2.68	1.90	1.20
V-37	0.65	1.00	1.20
V-38	1.625	0.40	1.80
MAMPARAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	
M-1	2.87	2.20	
M-2	2.65	2.20	
M-3	2.40	2.20	
M-4	3.18	2.20	
M-5	2.175	2.20	
M-6	3.93	2.20	
M-7	1.60	2.20	
M-8	2.80	2.20	
M-9	1.00	2.20	
M-10	4.125	2.20	
M-11	2.85	2.20	
M-12	1.65	2.20	
M-13	1.90	2.20	
M-14	2.90	2.20	
M-15	2.00	2.20	
M-16	2.80	2.20	
M-17	2.025	2.20	
M-18	1.00	2.20	
PUERTAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	
P-1	2.65	2.30	
P-1	1.00	2.10	
P-2	0.90	2.10	
P-3	0.90	2.10	
P-4	0.70	2.10	
P-5	0.90	2.10	
P-6	1.60	1.00	



CORTE 2 - 2

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS - SURCO	LAMINA N° :
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA	A-05 de 5
DISEÑO Y DIBUJO:	PERCY APAZA GAMERO - PABLO CALERO GABRIEL	
ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO	
PLANO :	CORTES	
UBICACION:	SANTIAGO DE SURCO, LIMA	ESCALA :
		1/75
		FECHA :
		ABRIL, 2023

ESPECIFICACIONES GENERALES

- ESTOS PLANOS DEBEN SER LEÍDOS EN CONJUNTO CON TODOS LOS PLANOS DE LAS DISTINTAS ESPECIALIDADES.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS CUALQUIER DISCREPANCIA EN LOS PLANOS DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO DEBEN SER OBTENIDOS POR MEDICIÓN DIRECTA DE ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LAS OBRAS, EL CONTRATISTA DEBE SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y DEBERÁ CONSULTAR PREVIAMENTE LAS ESPECIFICACIONES DE CADA MATERIAL, LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LAS EDICIONES VIGENTES DE LAS NORMAS PERUANAS.

CONCRETO

COLOCACIÓN

EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O DESPLAZAMIENTO.

LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FÁCILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REFUERZO.

NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRANOS.

NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUÉS DE SU FRAGUADO INICIAL.

UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ÉSTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECÍFICAS.

LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS ENTRE ENCOFRADO VERTICALES POR LO GENERAL DEBE ESTAR A SU NIVEL.

TODO EL CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO Y DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DEL ENCOFRADO.

CURADO

A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACELERADO), EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN (EXCEPTO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).

EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DÍAS, EXCEPTO CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACELERADO).

ENCOFRADOS

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN PERMITIR OBTENER UNA ESTRUCTURA QUE CUMPLA CON LOS PERFILES, NIVELES, ALINEAMIENTOS Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS SEGÚN LO INDICADO EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y EN LAS ESPECIFICACIONES.

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN SER SUFICIENTEMENTE HERMÉTICOS PARA IMPEDIR LA FUGA DEL MORTERO.

LOS ENCOFRADOS DEBEN ESTAR ADECUADAMENTE ARRISTRADOS O AMARRADOS ENTRE SI, DE TAL MANERA QUE CONSERVEN SU POSICIÓN Y FORMA.

LOS ENCOFRADOS Y SUS APOYOS DEBEN DISEÑARSE DE TAL MANERA QUE NO DÁNEN A LAS ESTRUCTURAS PREVIAMENTE CONSTRUIDAS. EL DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS DEBE TOMAR EN CUENTA LOS SIGUIENTES FACTORES:

- LA VELOCIDAD Y LOS MÉTODOS DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO;
- TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN, INCLUYENDO LAS DE IMPACTO;
- LOS REQUISITOS DE LOS ENCOFRADOS ESPECIALES NECESARIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CÁSCARAS, LOSAS PLEGADAS, DOMOS, CONCRETO ARQUITECTÓNICO U OTROS TIPOS DE ELEMENTOS.

DESENCOFRADOS

LOS ENCOFRADOS DEBEN RETIRARSE DE TAL MANERA QUE NO SE AFECTE NEGATIVAMENTE LA SEGURIDAD O CONDICIONES DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA.

EL CONCRETO EXPUESTO POR EL DESENCOFRADO DEBE TENER SUFICIENTE RESISTENCIA PARA NO SER DAÑADO POR LAS OPERACIONES DE DESENCOFRADO.

PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE DESENCOFRADO DEBEN CONSIDERARSE TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN Y LAS POSIBLES DEFLEXIONES QUE ESTAS OCASIONEN. DEBE CONSIDERARSE QUE LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN PUEDEN SER TAN ALTAS COMO LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO Y QUE, A EDADES TEMPRANAS, UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO PUEDE SER CAPAZ DE RESISTIR LAS CARGAS APLICADAS PERO PUEDE DEFORMARSE LO SUFICIENTE COMO PARA CAUSAR UN DAÑO PERMANENTE EN LA ESTRUCTURA.

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN RETIRARSE CON LA AUTORIZACIÓN PREVIA DEL INGENIERO SUPERVISOR.

TIEMPOS DE DESENCOFRADO MÍNIMOS RECOMENDABLES:

- MUROS, COLUMNAS Y ENCOFRADOS LATERALES DE VIGAS 1 A 3 DÍAS
- ALIGERADOS, LOSAS Y ESCALERAS 7 A 14 DÍAS (DEJANDO PUNTALES DE SEGURIDAD CONVENIENTEMENTE DISTRIBUIDOS)
- FONDOS DE VIGAS 21 DÍAS

NOTA: ESTOS PERIODOS DE TIEMPO SON VÁLIDOS PARA CONCRETOS A BASE DE CEMENTOS PORTLAND TIPO I Y CONDICIONES DE TEMPERATURA MAYORES A 15°C.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACIÓN

DE ACUERDO AL INFORME TÉCNICO DE ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR M Y M CONSULTORES S.R.L., SE TIENE LO SIGUIENTE:

- TIPO DE CIMENTACIÓN : SUPERFICIAL POR MEDIO DE ZAPATAS AISLADAS Y/O CIMENTACIÓN CORRIDA.
- ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:
- GRAVA MAL GRADUADA (GP) D₁₅ = 1.50m. RESPECTO AL NIVEL DEL TERRENO NATURAL PRESIÓN ADMISIBLE : 4.0 Kg/cm²
- TIPO DE SUELO SEGÚN NORMA SISMORRESISTENTE: TIPO S1, TP=0.4s, TL=2.5s
- AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN : NO DETECTADA
- NAPA FREÁTICA: NO DETECTADA

CONCRETO ARMADO

CEMENTO:

- CEMENTO TIPO I

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

CISTERNA

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

ZAPATAS, CIMENTOS, LOSAS Y VIGAS DE CIMENTACIÓN

- f'c = 210 Kg/cm²

COLUMNAS Y PLACAS

- f'c = 210 Kg/cm² y 280 Kg/cm²

ELEMENTOS ESTRUCTURALES AZOTEA

- f'c mín = 210 Kg/cm²

ACERO DE REFUERZO

- FIERRO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm²

RECUBRIMIENTOS

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

- ZAPATAS 8 cm.
- LOSA DE CIMENTACIÓN CARA SUP. 4 cm.
- LOSA DE CIMENTACIÓN CARA INF. 5 cm.
- PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.
- VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS (e=15m.) 3 cm.
- VIGAS CHATAS 2.5 cm.
- LOSAS ARMADAS Y ALIGERADOS 2 cm.
- CISTERNA CARA SECA 4 cm.
- CISTERNA CARA EN CONTACTO CON EL AGUA 5 cm.

CONCRETO SIMPLE

- CIMIENTO CORRIDO f'c = 100 kg/cm² + 30% P.G. (TAMAÑO MÁXIMO 6")
- SOBRECIMIENTO f'c = 100 kg/cm² + 25% P.G. (TAMAÑO MÁXIMO 3")
- FALSA ZAPATA MEZCLA CEMENTO : HORMIGÓN 1:12 +30% DE PIEDRA GRANDE(6" MÁXIMO)

ALBAÑILERIA CONFINADA

ALBAÑILERIA CONFINADA (MUROS PORTANTES Y CERCOS)

- LADRILLO CLASE IV f'b mín = 130 kg/cm² f'm = 65 kg/cm²
- MORTERO TIPO P2 (CEMENTO-CAL HIDRATADA-ARENA): 1/ 1/ 1/4 1.0cm. (MÍNIMO)
- JUNTA ENTRE HILADAS: 1.5 cm. (MÁXIMO)
- 2 ALAMBRES #8 CADA TRES HILADAS, LOS CUALES ENTRAN 0.50m. EN EL MURO Y ANCLAN EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO 0.25m.

TABICERÍA INTERIOR

- LADRILLO PANDERETA CON COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO (VER DETALLE)

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:

- XX MUROS ESTRUCTURALES
- YY MUROS ESTRUCTURALES

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T) seg.

- TXX = 0.462s
- TYY = 0.531s

PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA Ó EL ESPECTRO DE DISEÑO

- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) Z=0.45
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1, ZONA 4) S=1.00 TP=0.4s, TL=2.5s
- FACTOR DE USO (CATEGORÍA 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 = 1.0
- FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA Ip = 0.90
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS (R=Ro.Ia.Ip) RXX = 5.40 RYY = 5.40
- FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA CXX = 2.165 CYY = 1.883

FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA EN EL DISEÑO

- VXX = 815.97 ton.
- VYY = 711.71 ton.

MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS

- DIR_XX
- DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 8.62 cm.
 - DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 1.31 cm.
 - MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.00477 < 0.00700
- DIR_YY
- DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 10.90 cm.
 - DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 1.63 cm.
 - MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.00594 < 0.00700

RELACIÓN DE PLANOS

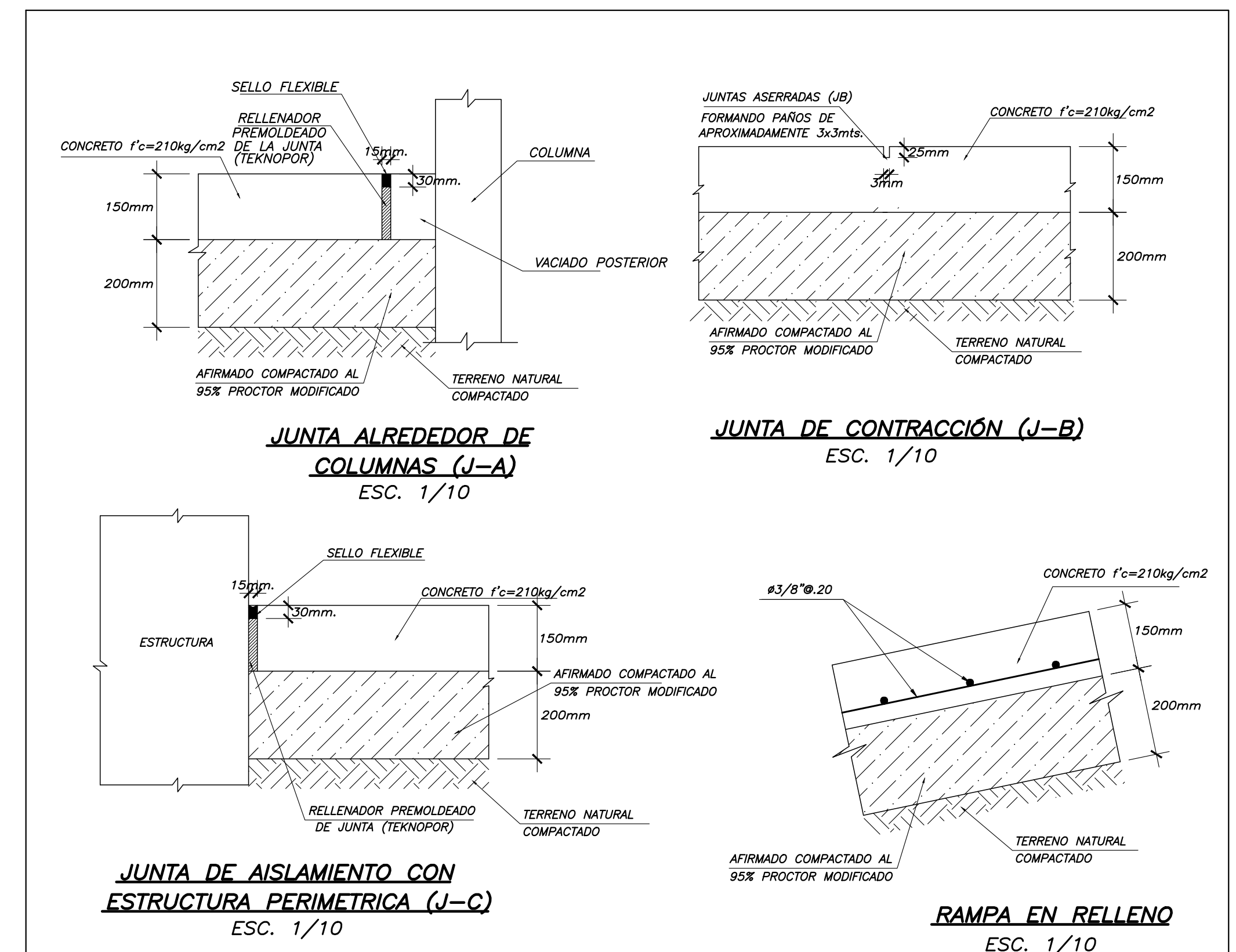
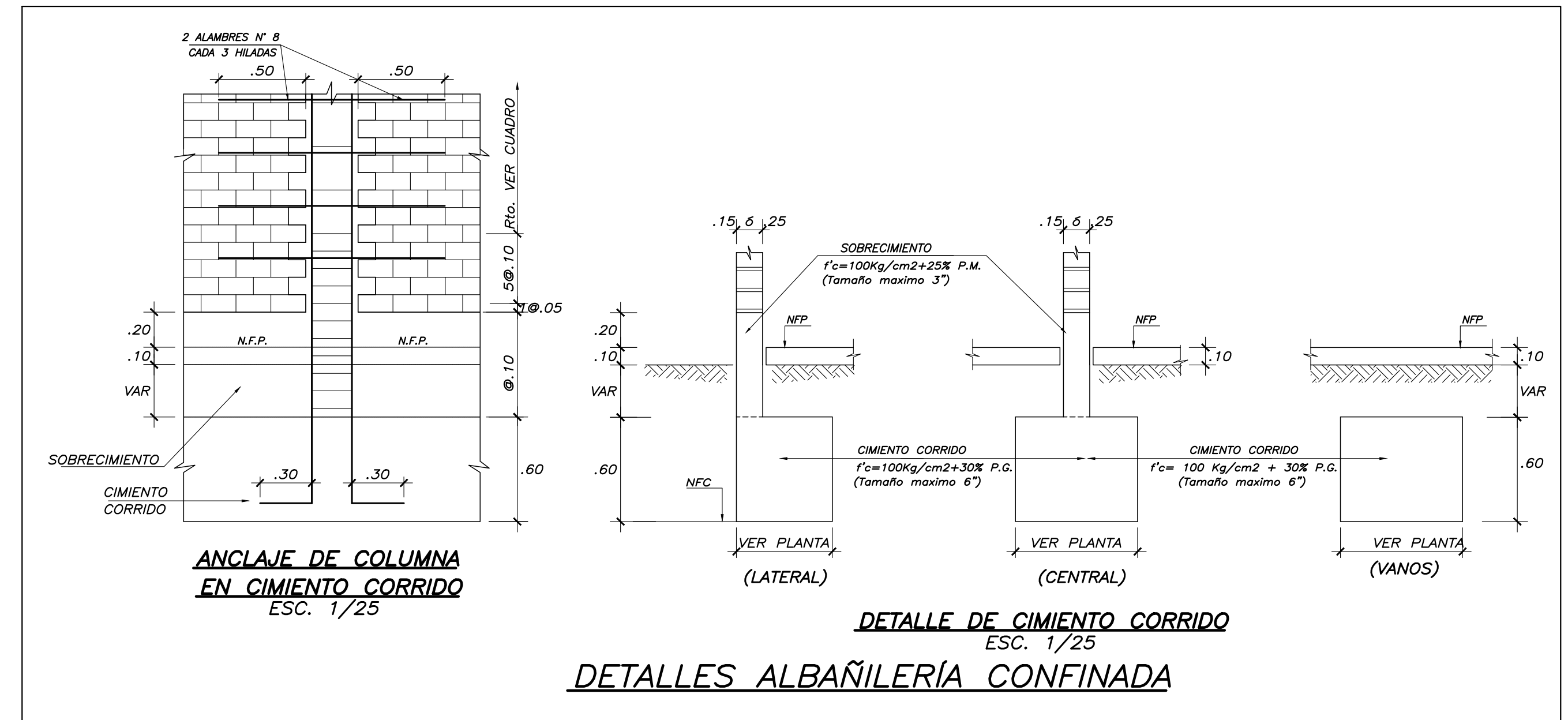
E-01	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y DETALLES GENERALES
E-02	DETALLES GENERALES I
E-03	DETALLES GENERALES II
E-04	PLANTA CIMENTACIONES
E-05	CORTES, VIGAS DE CIMENTACIÓN Y ESCALERAS
E-06	COLUMNAS Y PLACAS I
E-07	PLACAS II
E-08	ENCOFRADO 1° PISO
E-09	ENCOFRADO 2° AL 7° PISO
E-10	ENCOFRADO 8° PISO
E-11	ENCOFRADO AZOTEA
E-12	VIGAS DESARROLLADAS I
E-13	VIGAS DESARROLLADAS II
E-14	VIGAS DESARROLLADAS III

LEYENDA

- LOSA h=.20
- ALIGERADO h=.20
- MURO DE CONCRETO
- PLACA
- COLUMNA
- ALBAÑILERIA CONFINADA
- VIGA PERALTADA
- VIGA CHATA
- NACE COL. O PLACA
- RELLENO MATERIAL PROPIO COMPACTADO
- RELLENO ESTRUCTURAL

LEYENDA

- NFP = NIVEL FALSO PISO
- NFZ = NIVEL FONDO ZAPATA
- NFC = NIVEL FONDO CIMIENTO
- NFFZ = NIVEL FONDO FALSA ZAPATA
- NSM = NIVEL SUPERIOR MURO
- NSL = NIVEL SUPERIOR LOSA
- DM = DOBLE MALLA



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS – SURCO

ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS

DISEÑO Y DIBUJO: PERCY APAZA GAMERO – PABLO CALERO GABRIEL

ASESOR: RENZO NORIEGA BARRUETO

PLANO : ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y DETALLES GENERALES

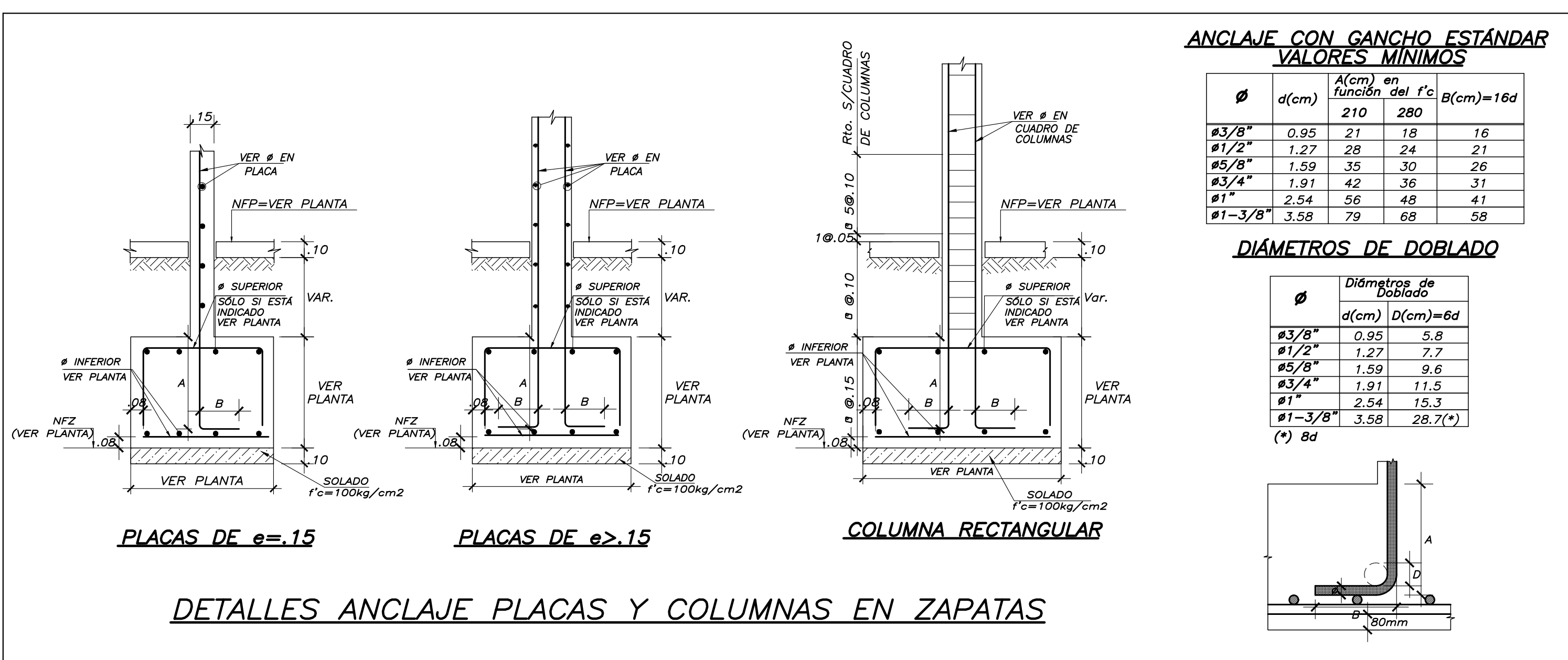
UBICACION: SANTIAGO DE SURCO, LIMA

ESCALA : 1/50

FECHA : ABRIL 2023

LAMINA N° :

E-01
de 14

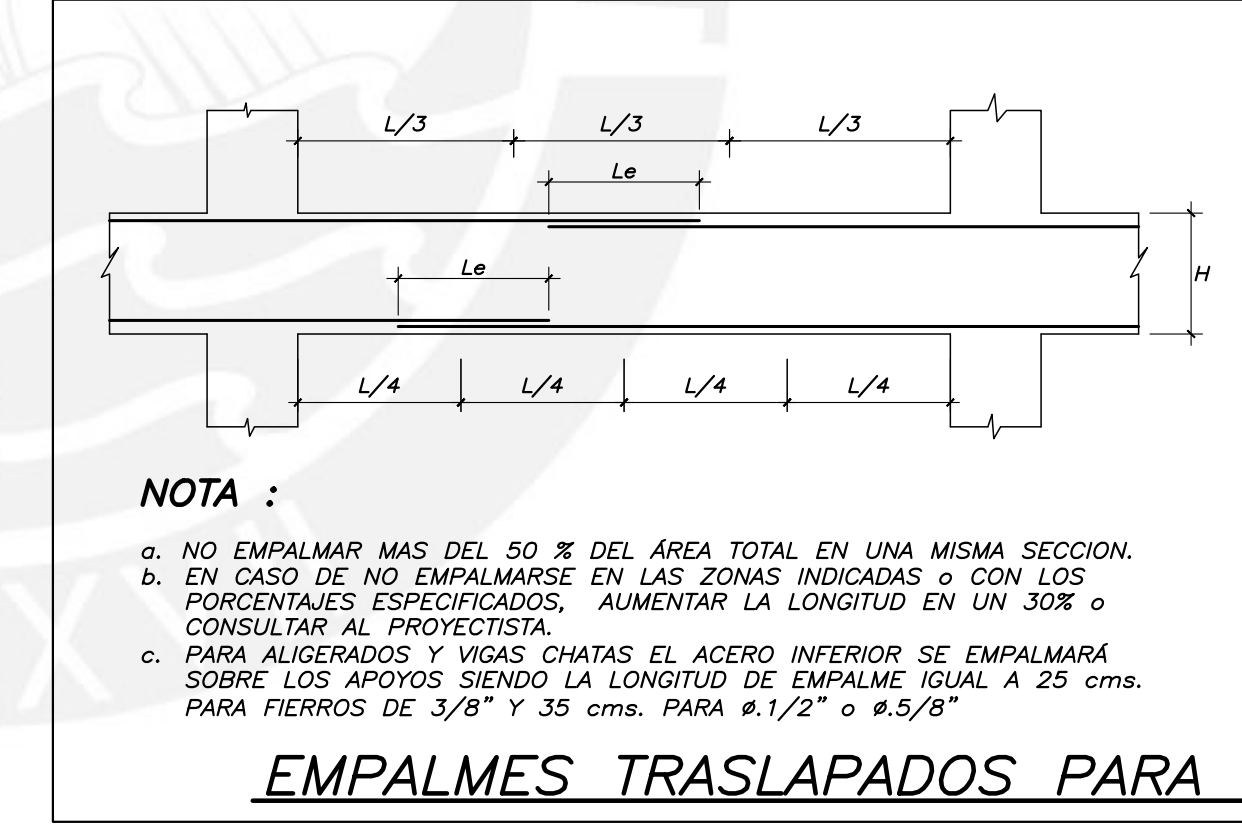
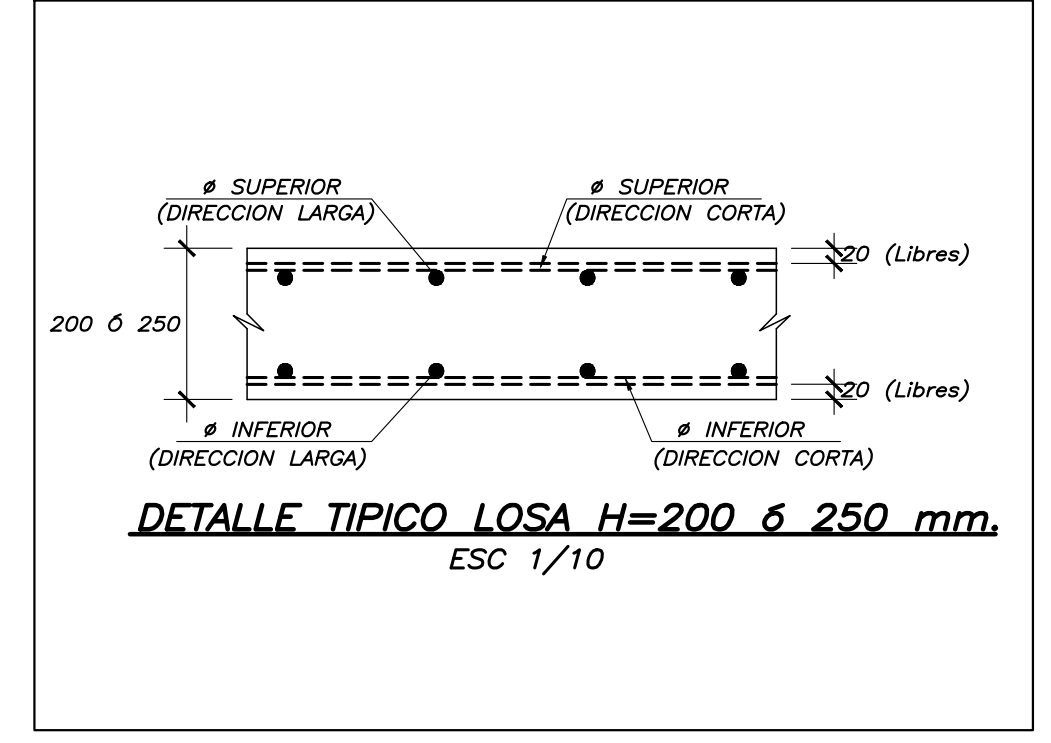
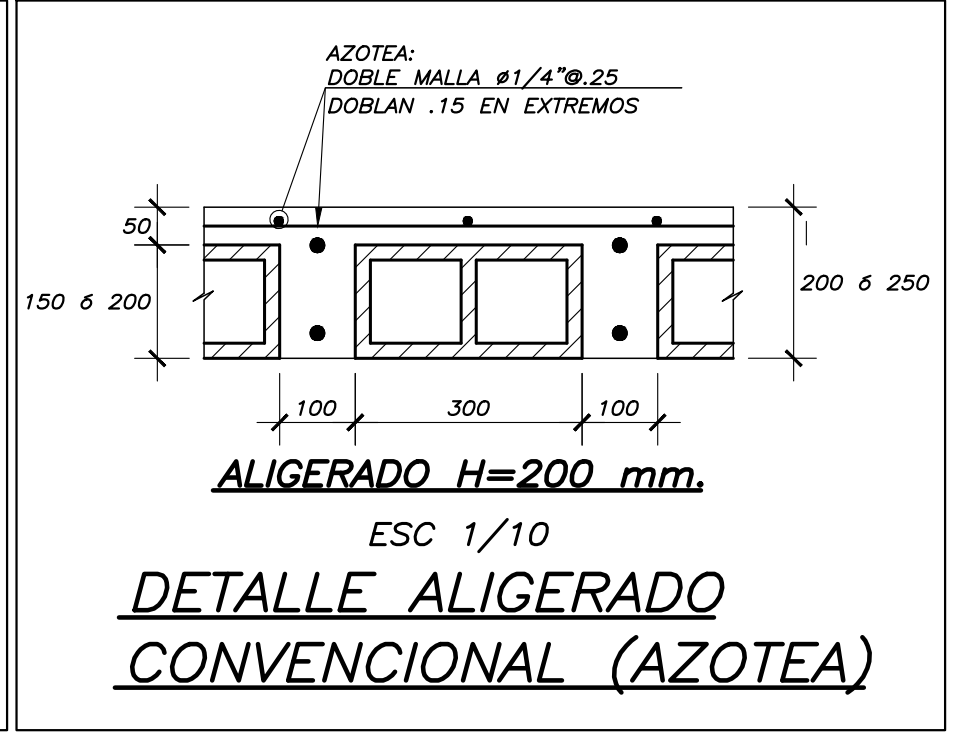
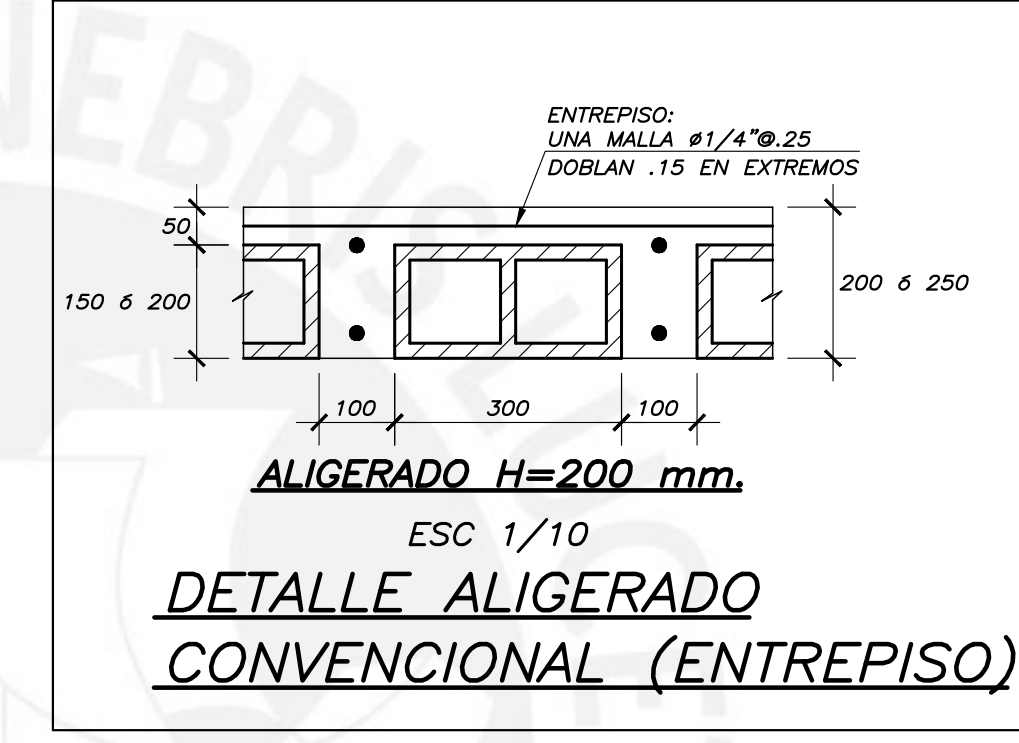
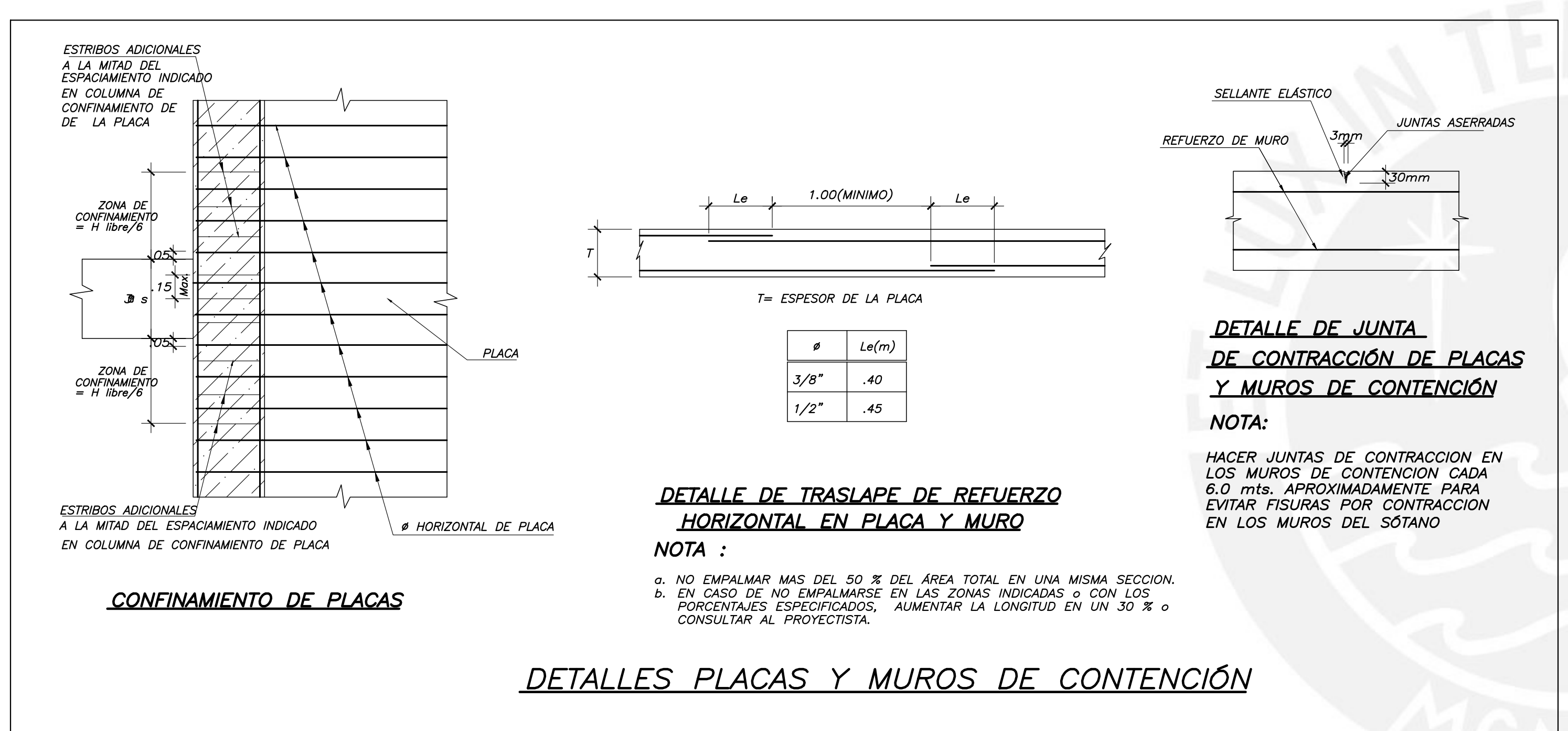
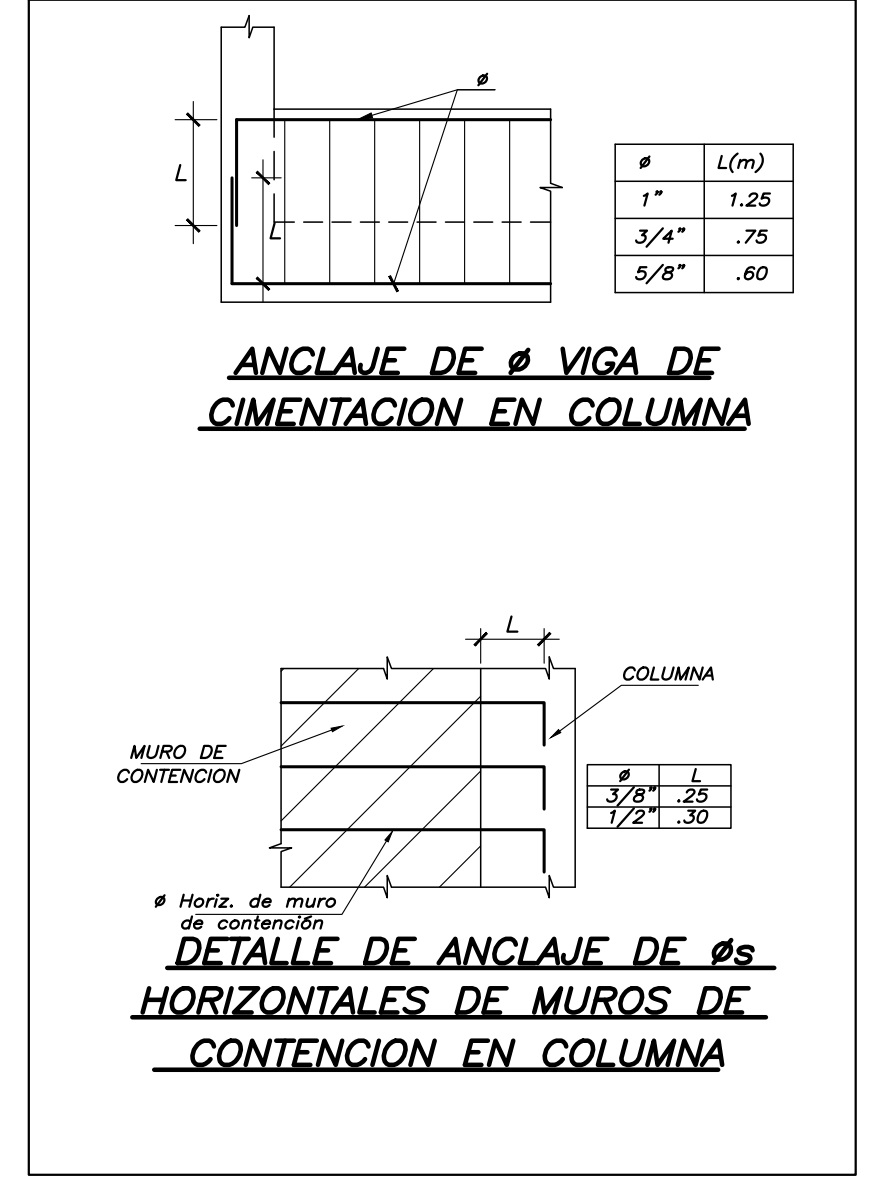
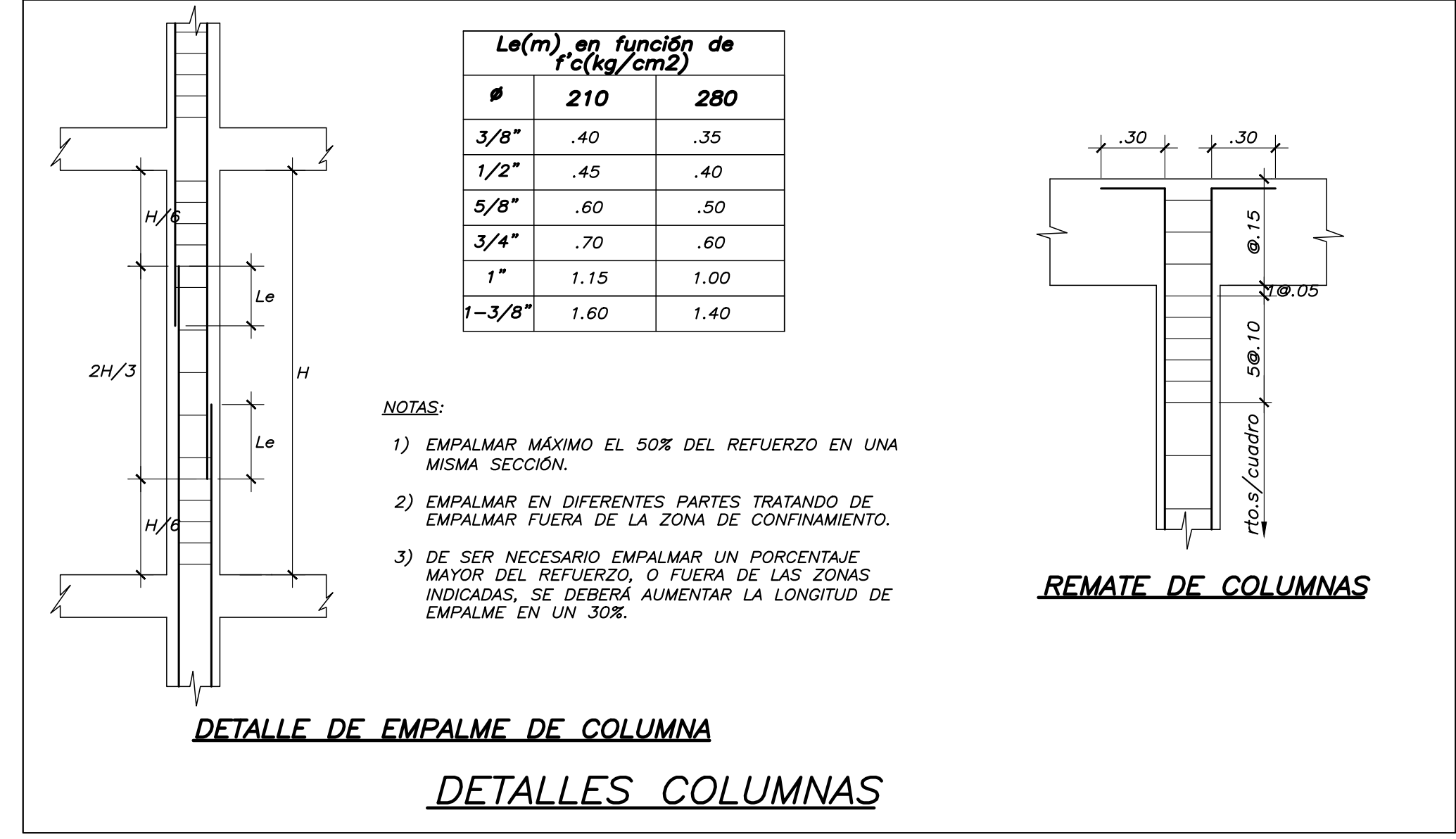
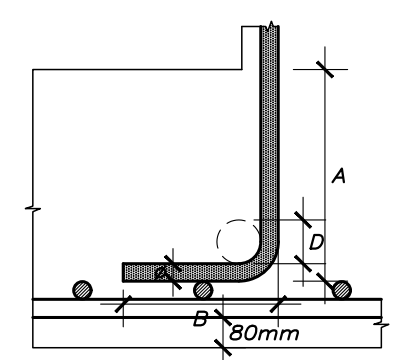


ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS

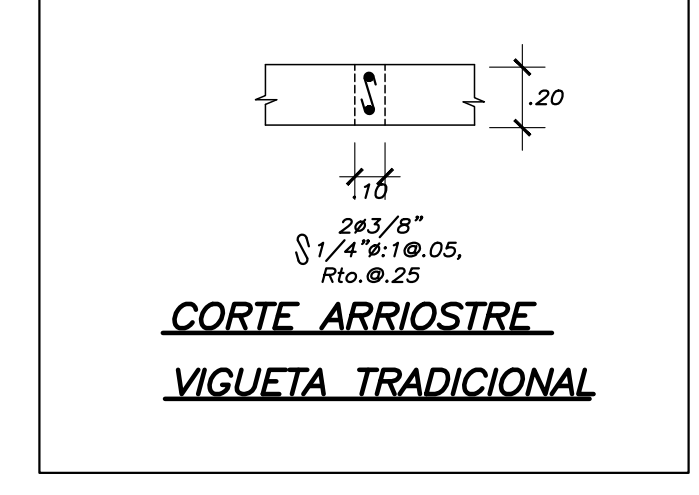
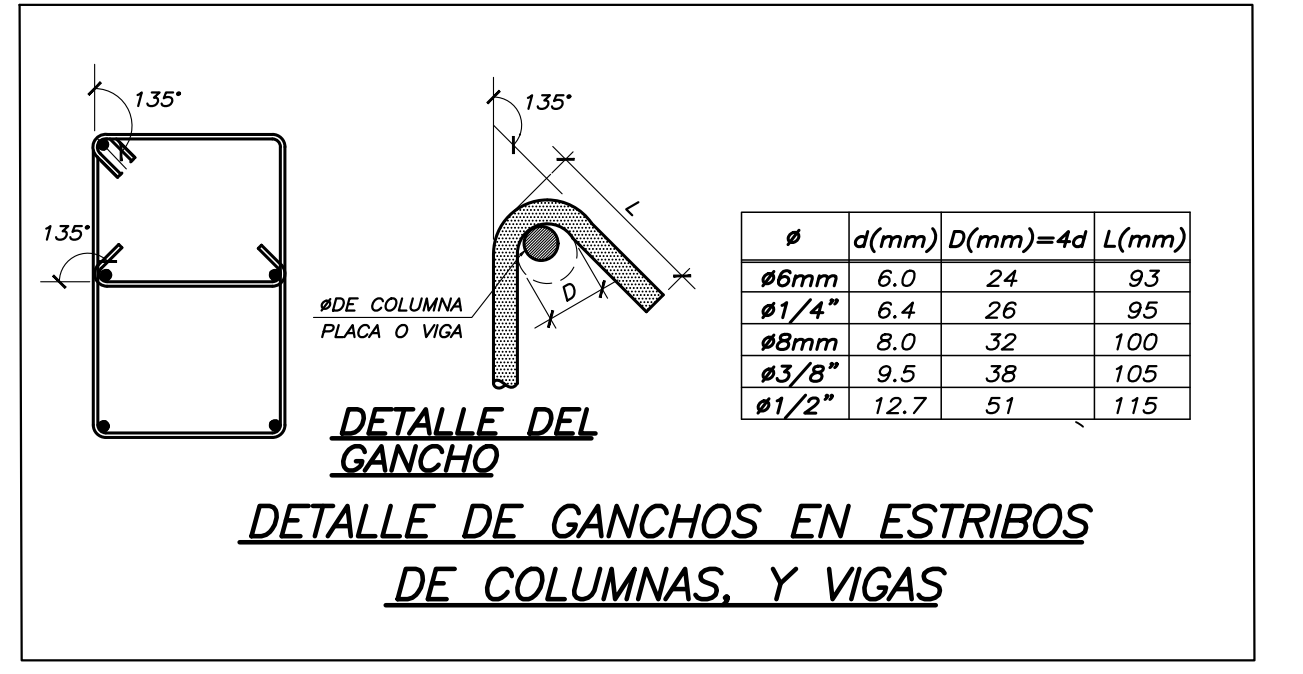
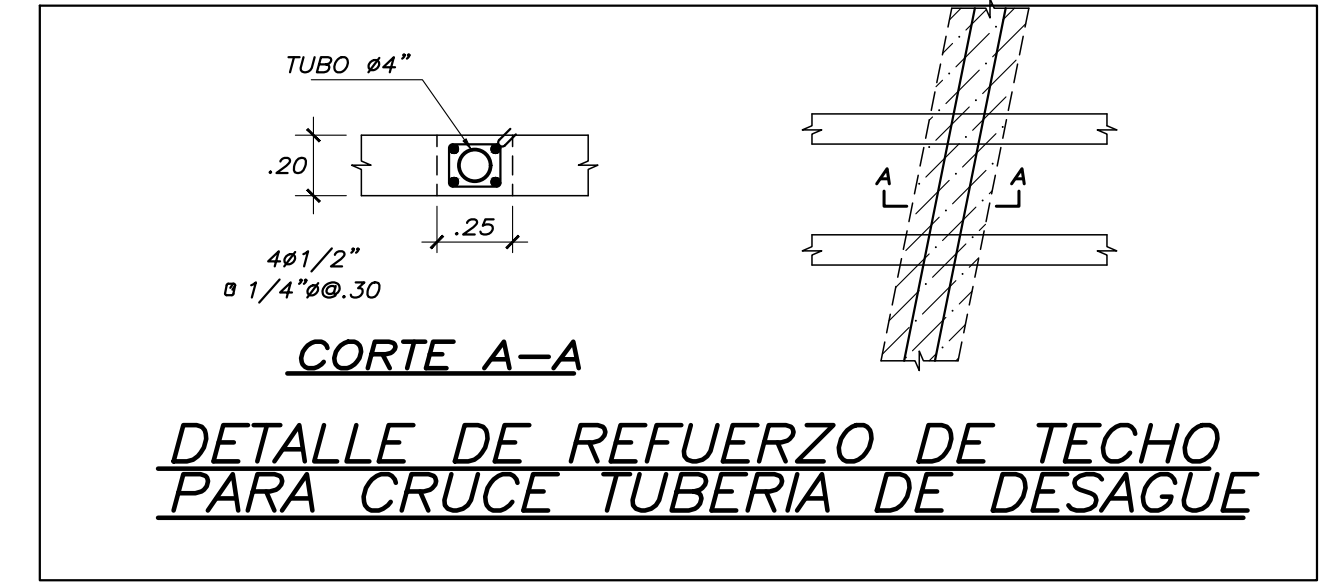
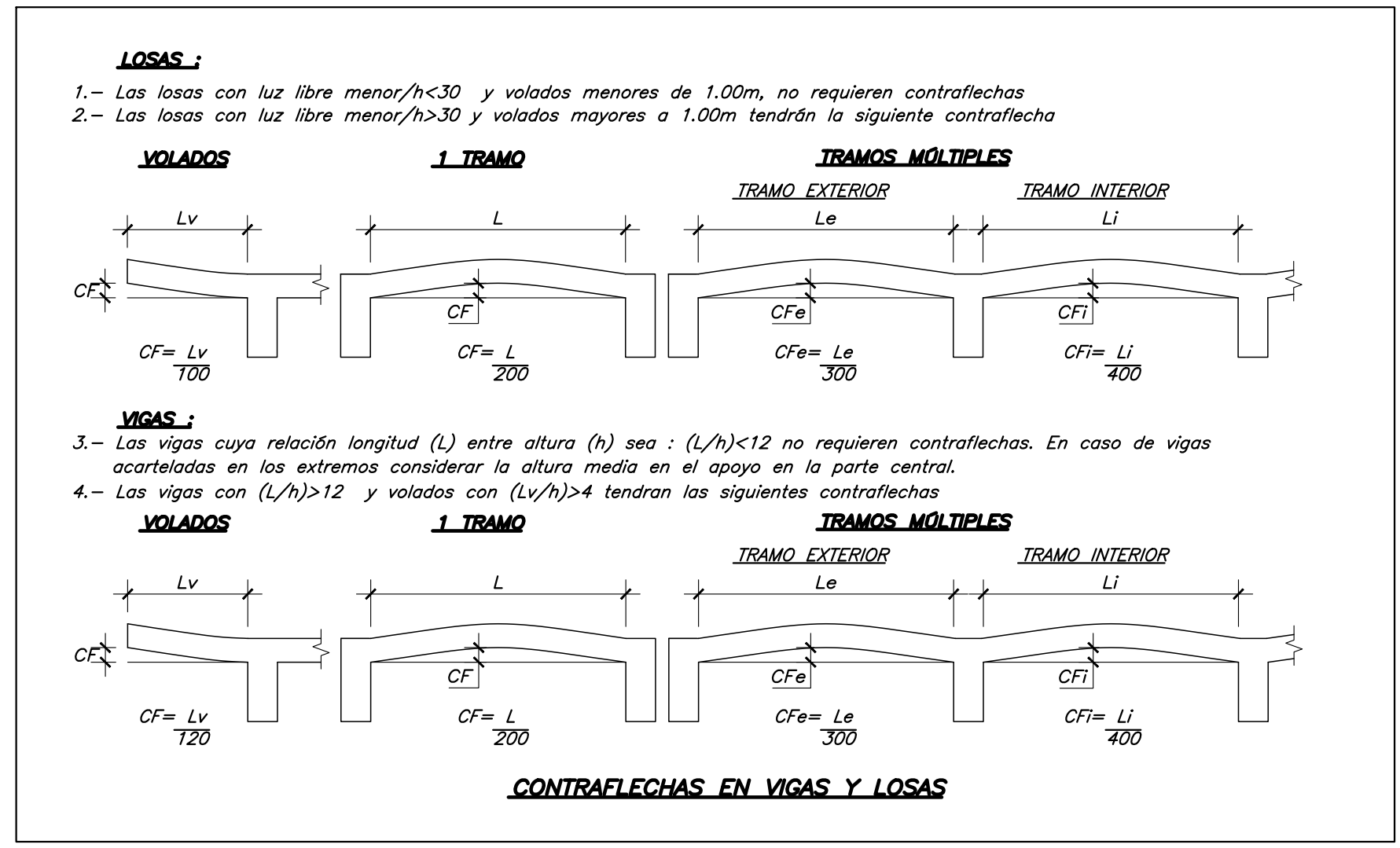
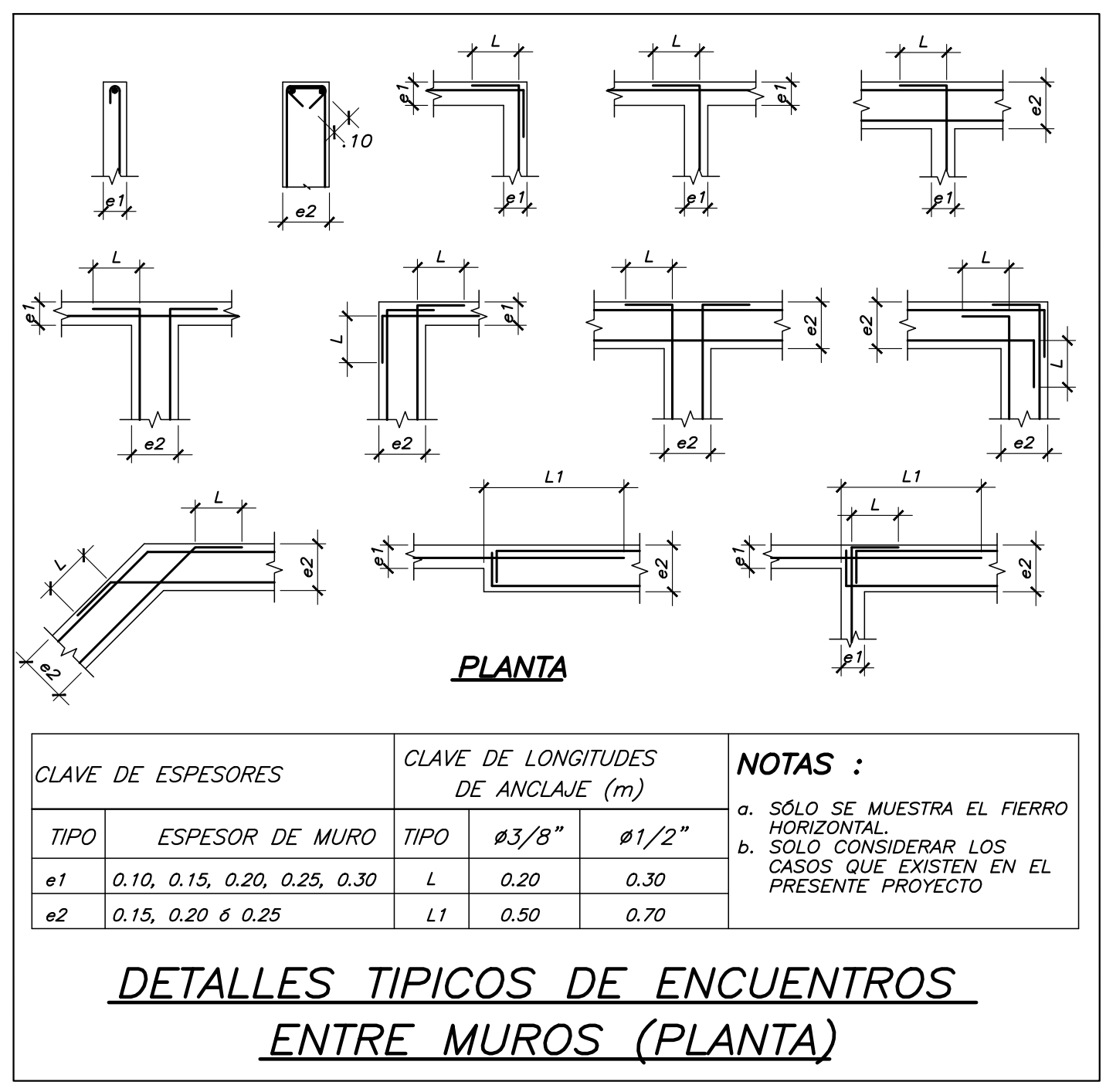
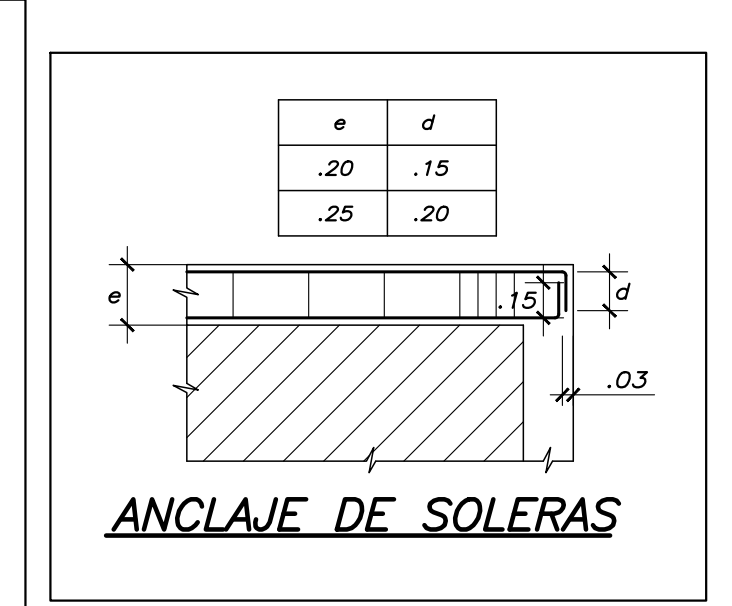
Ø	d(cm)	A(cm) en función del f'c		B(cm)=16d
		210	280	
#3/8"	0.95	21	18	16
#1/2"	1.27	28	24	21
#5/8"	1.59	35	30	26
#3/4"	1.91	42	36	31
#1"	2.54	56	48	41
#1-3/8"	3.58	79	68	58

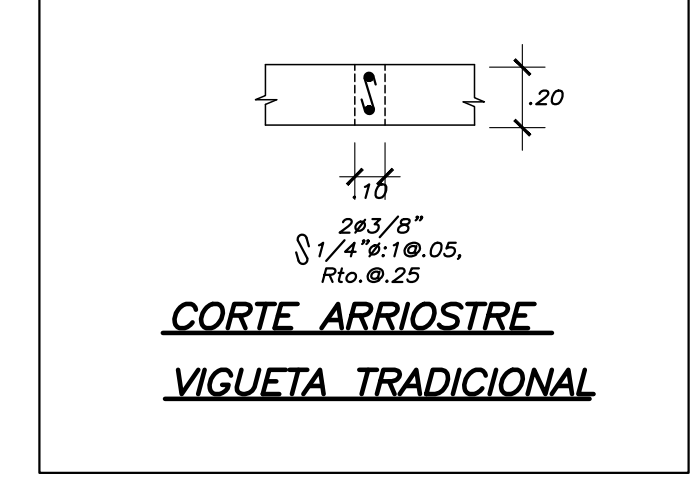
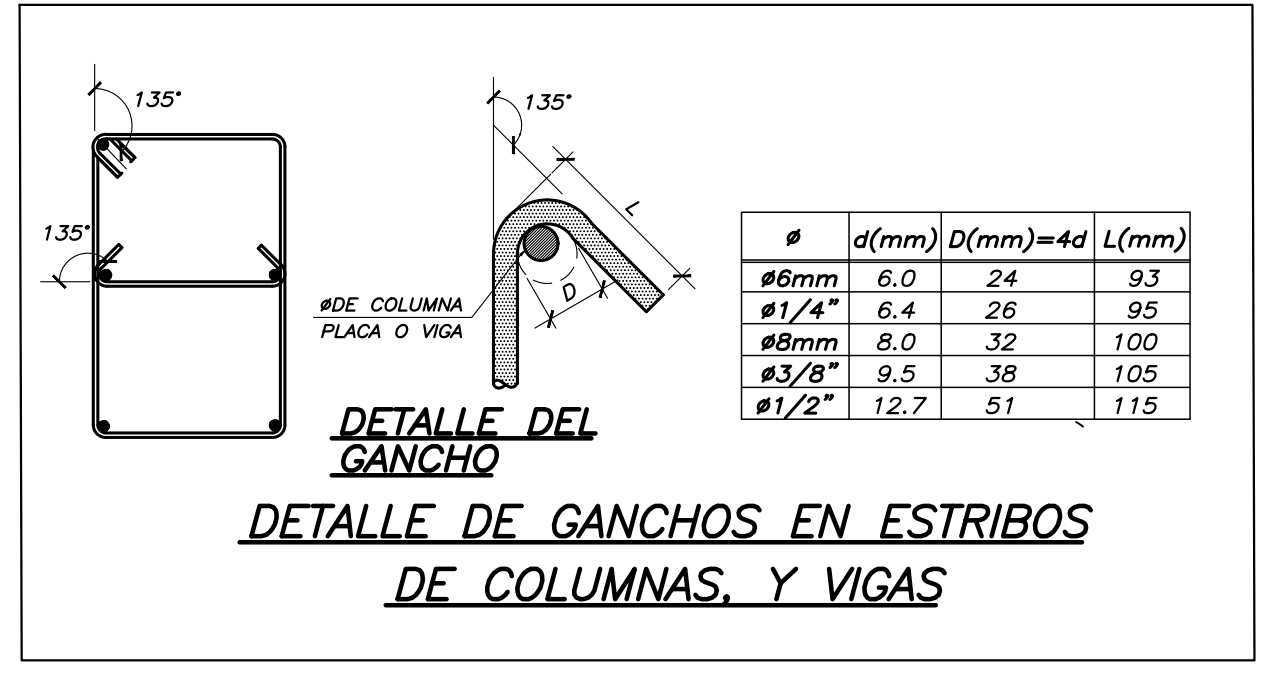
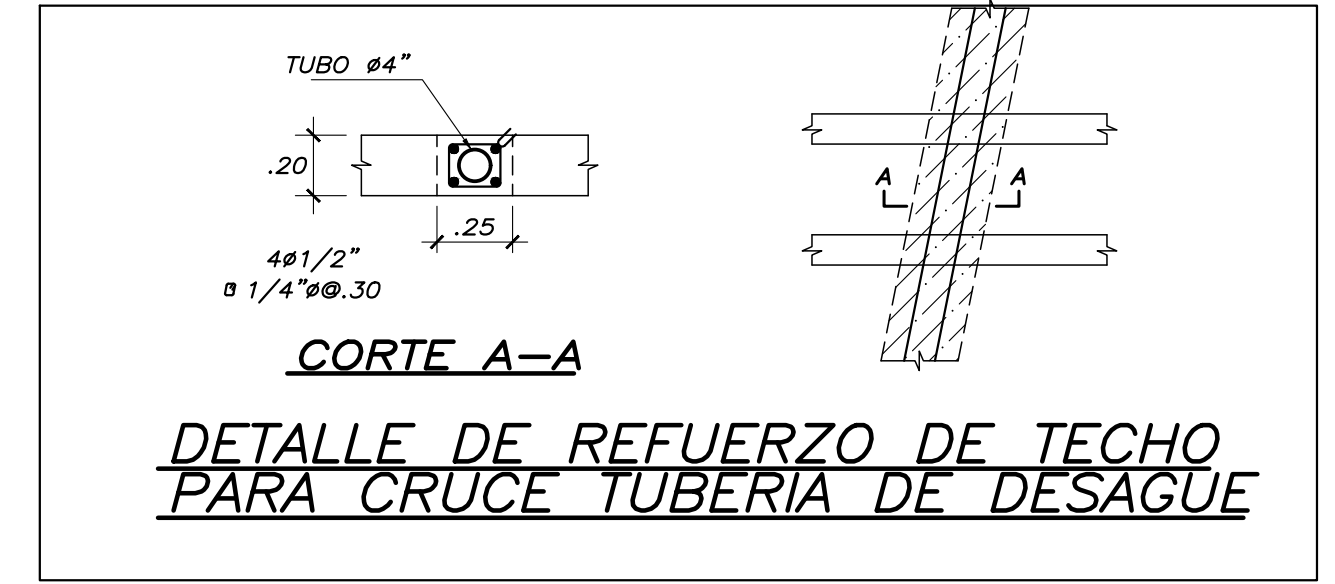
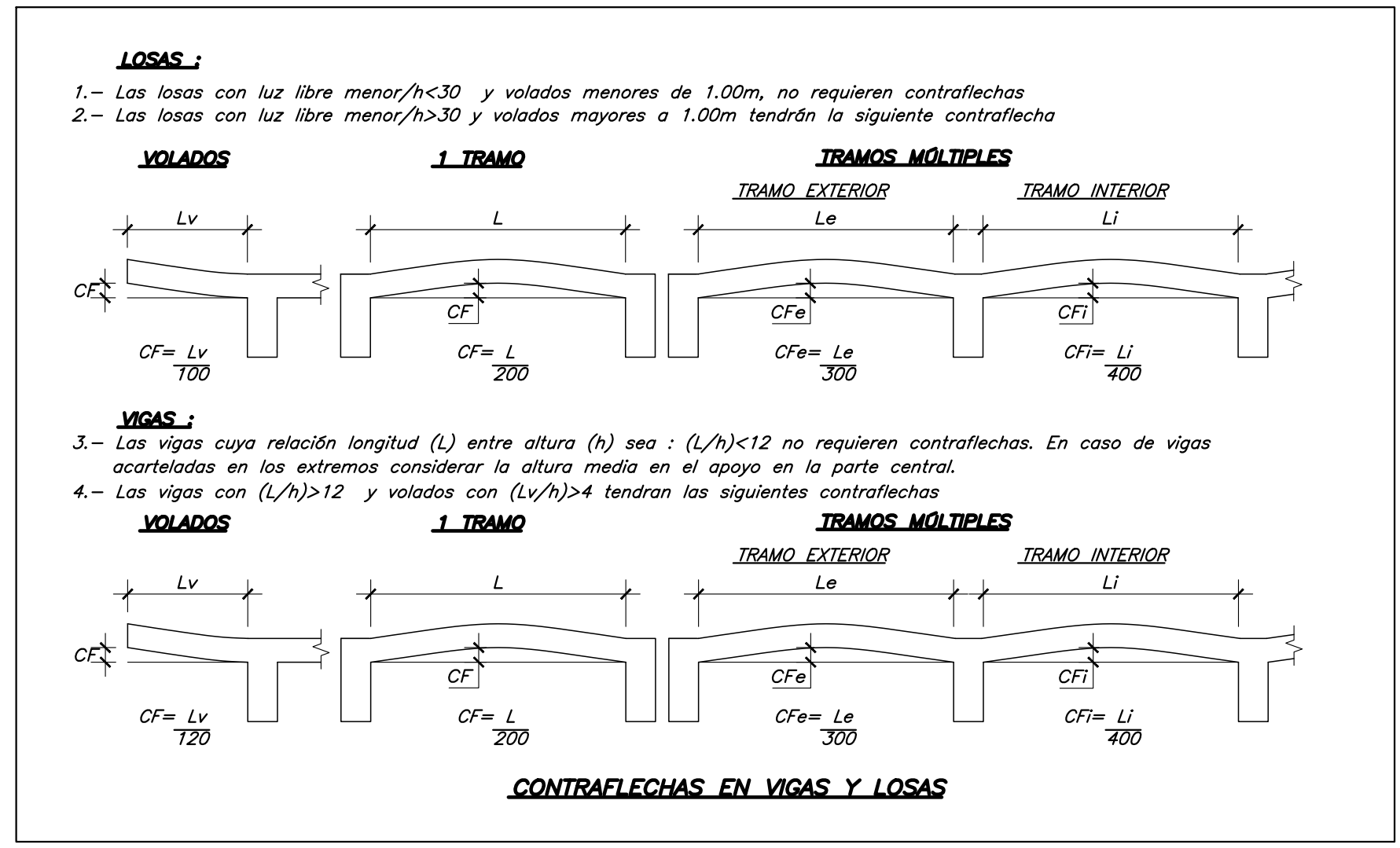
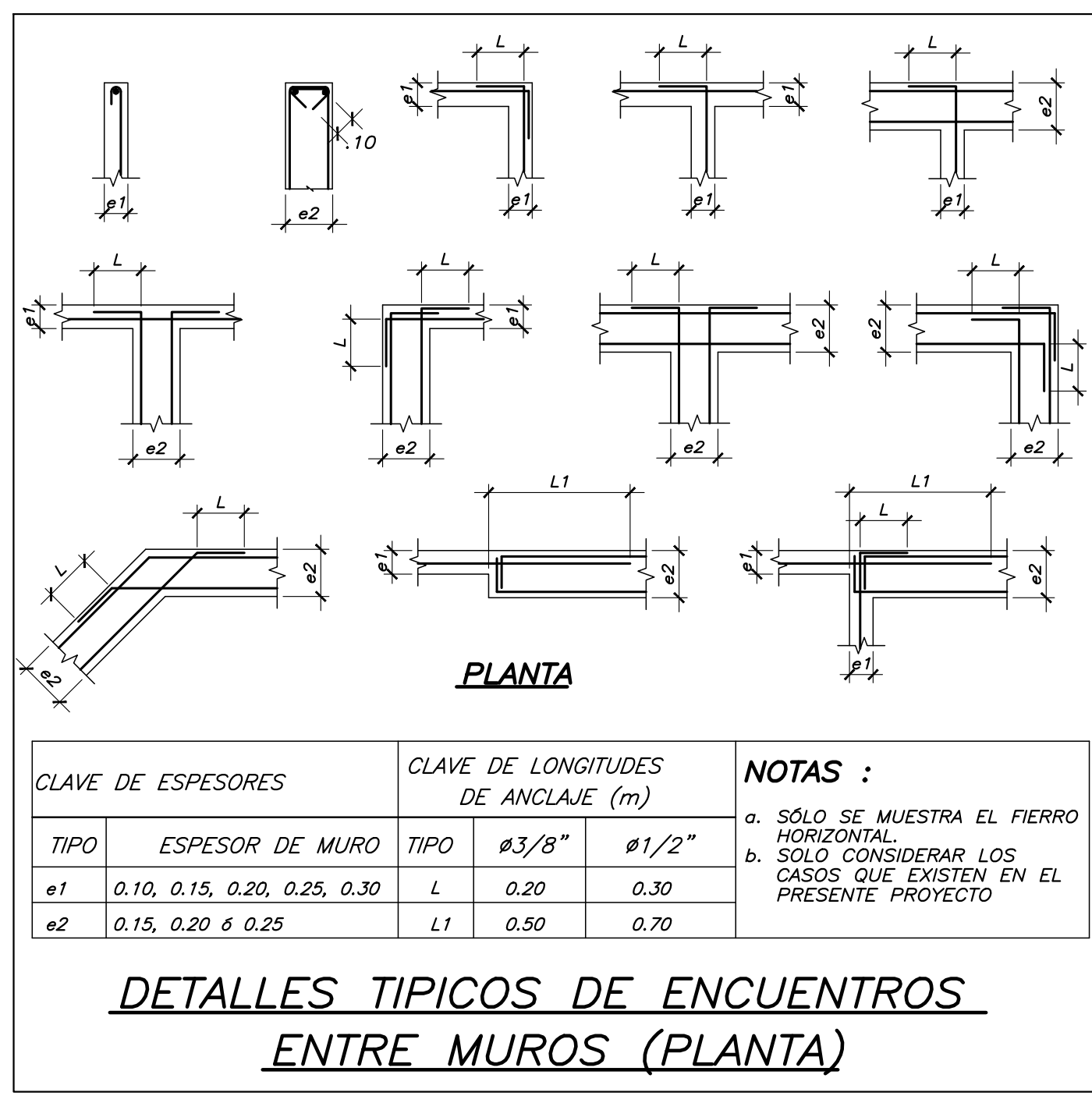
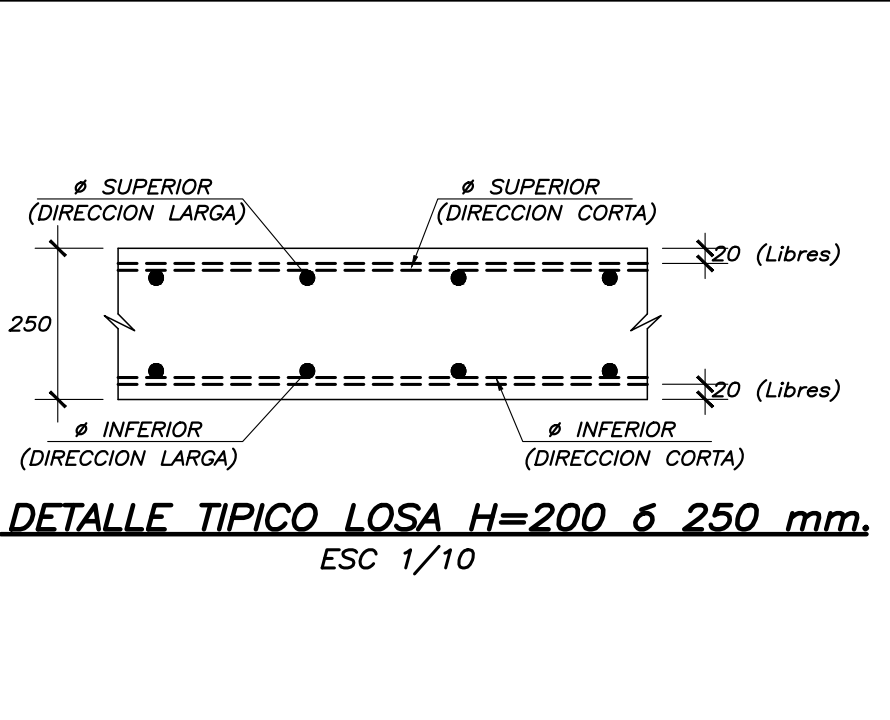
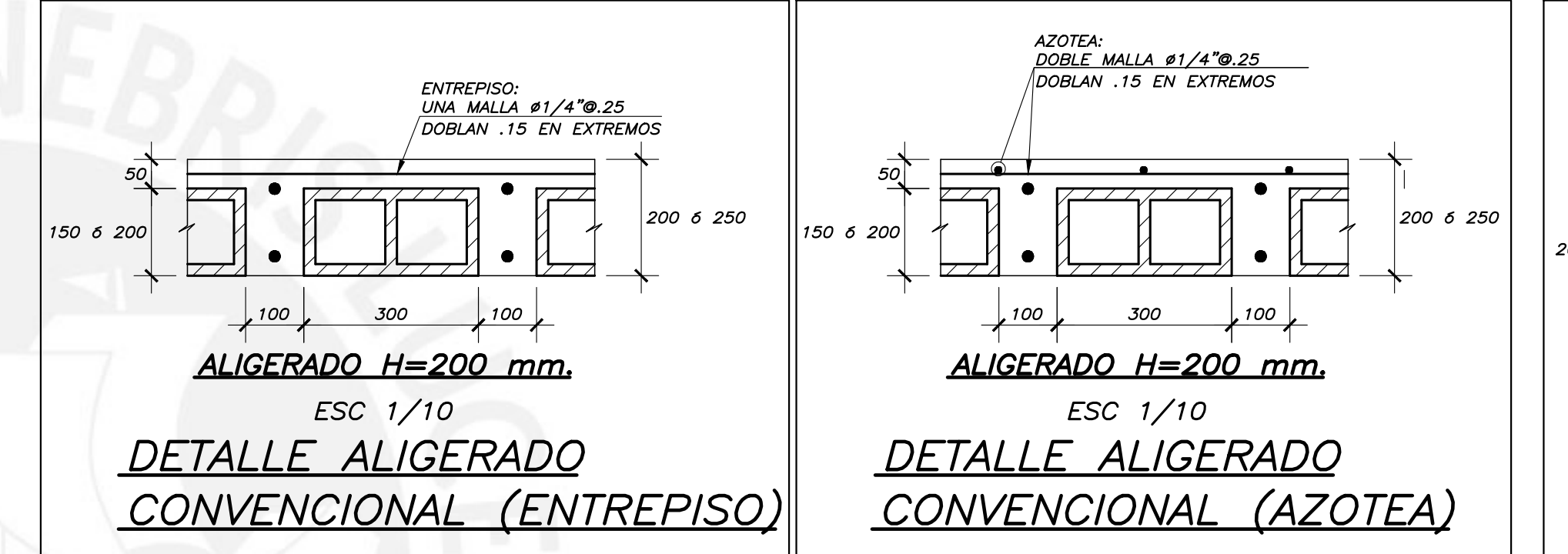
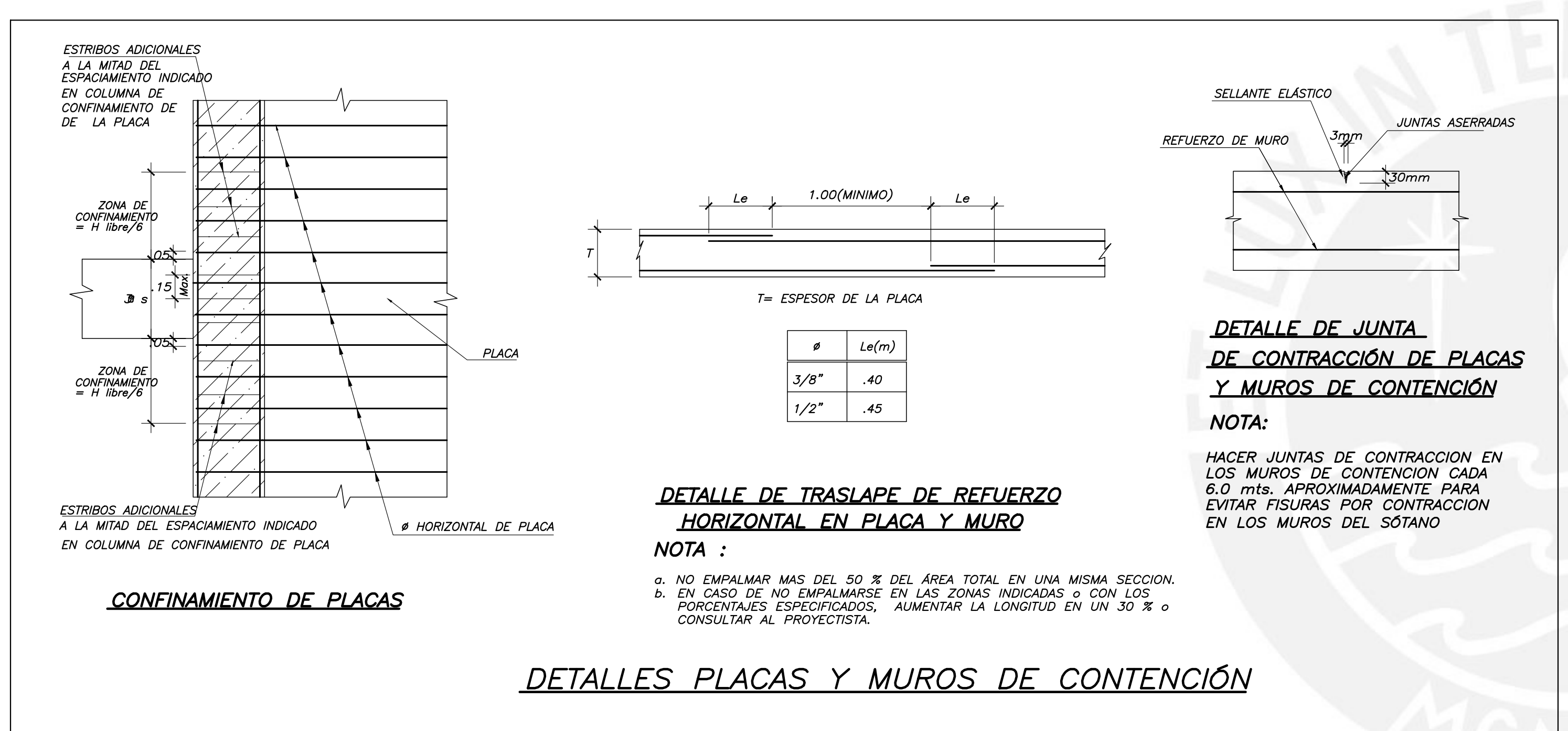
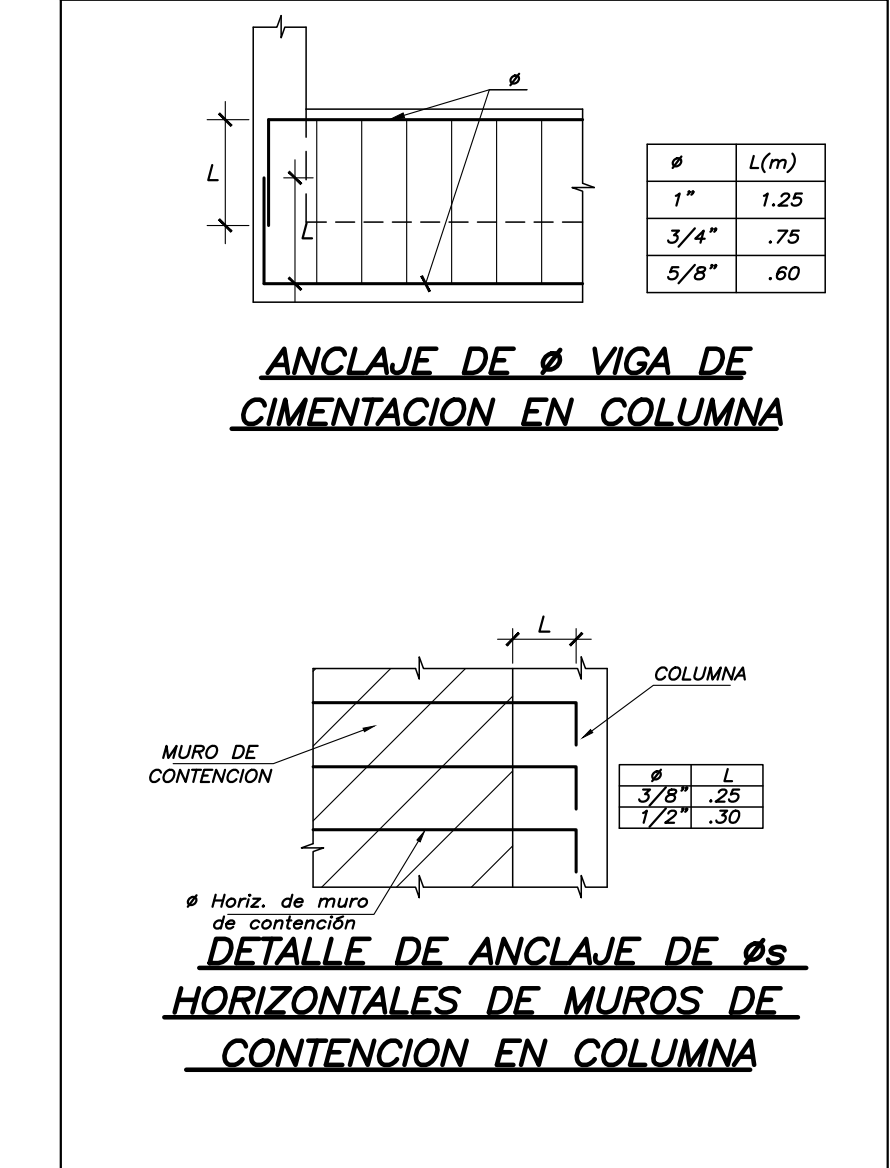
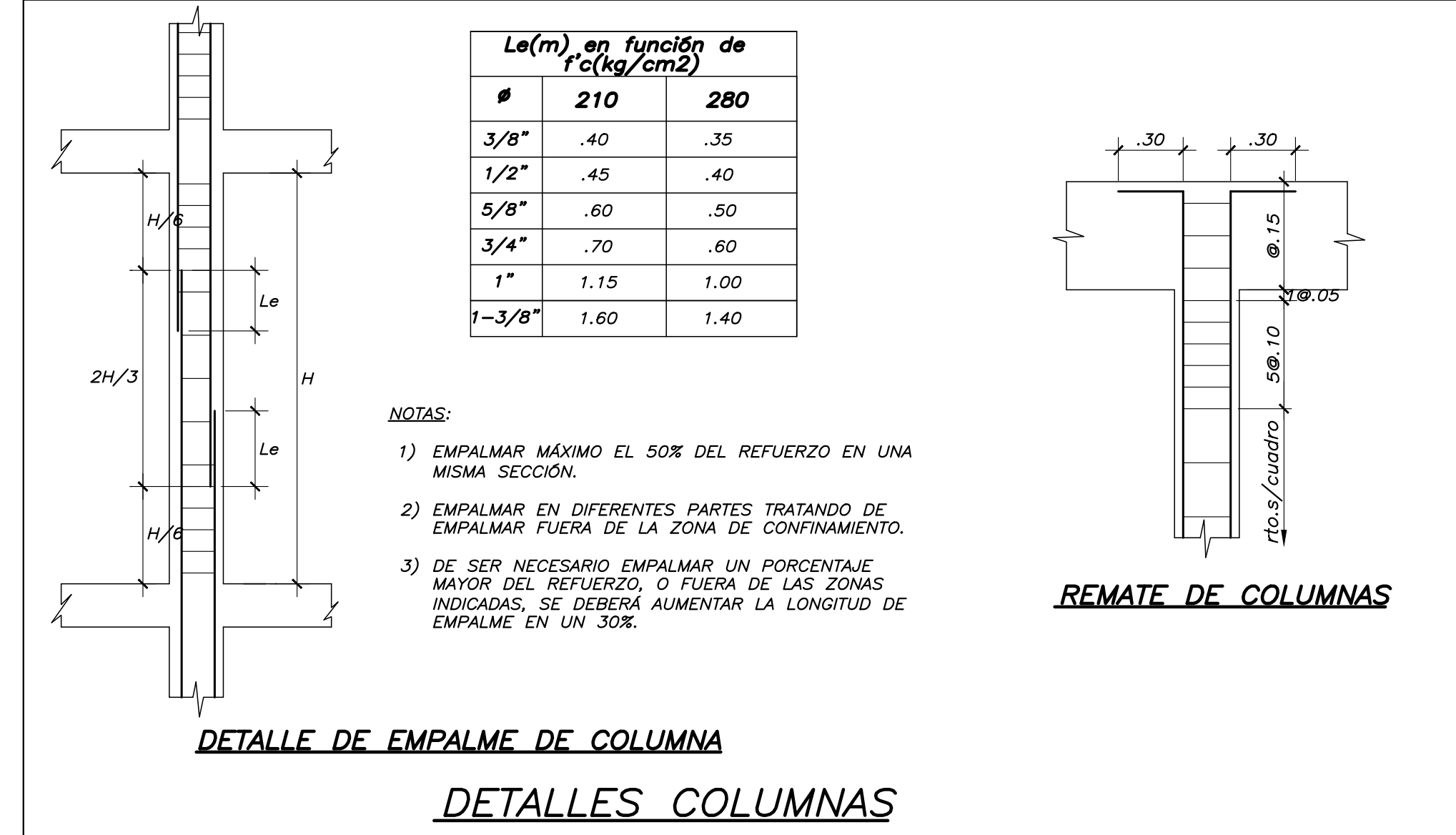
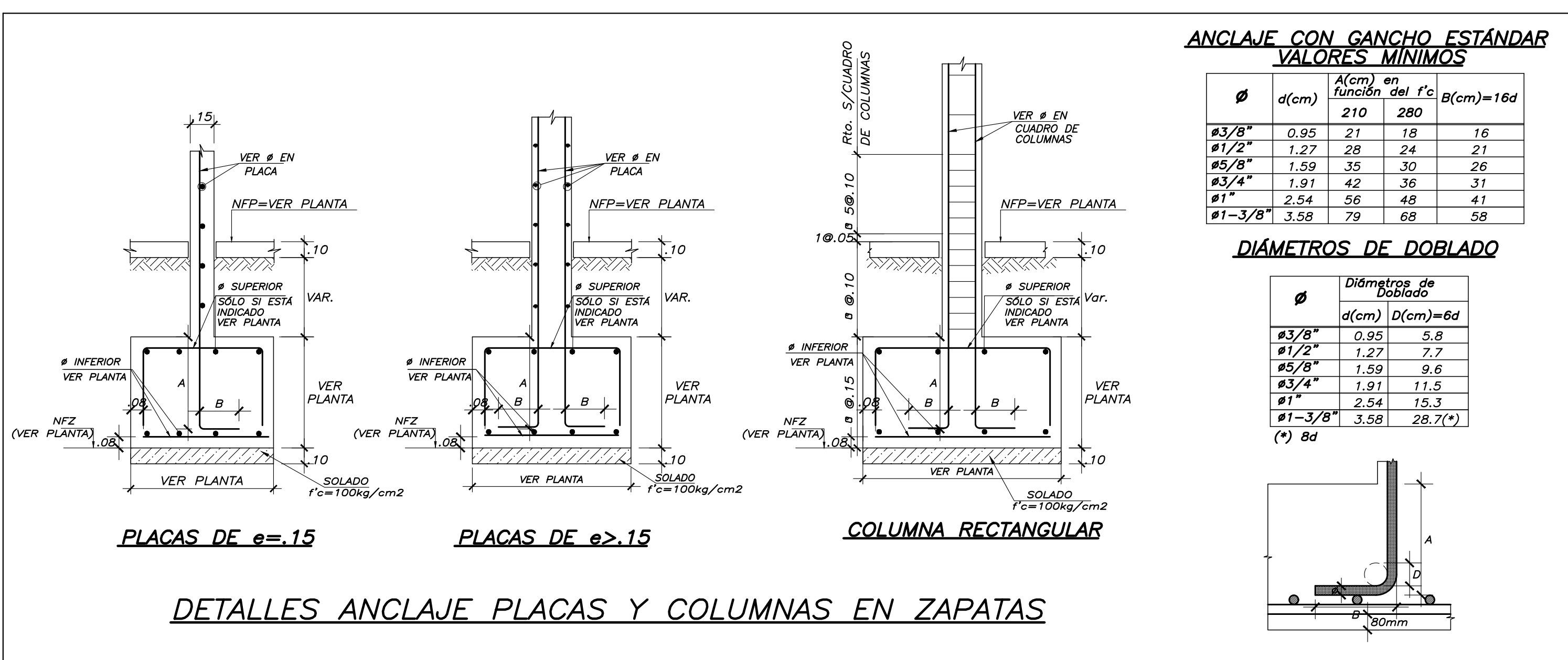
DIÁMETROS DE DOBLADO

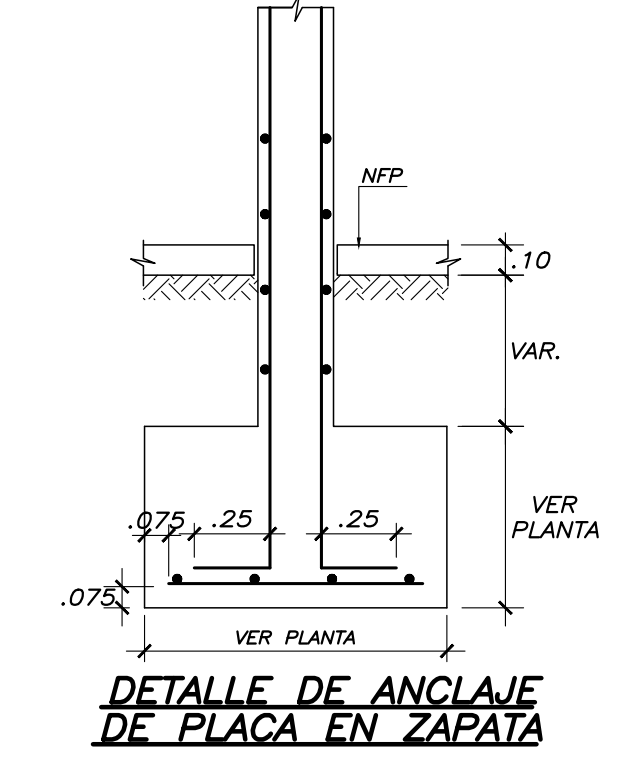
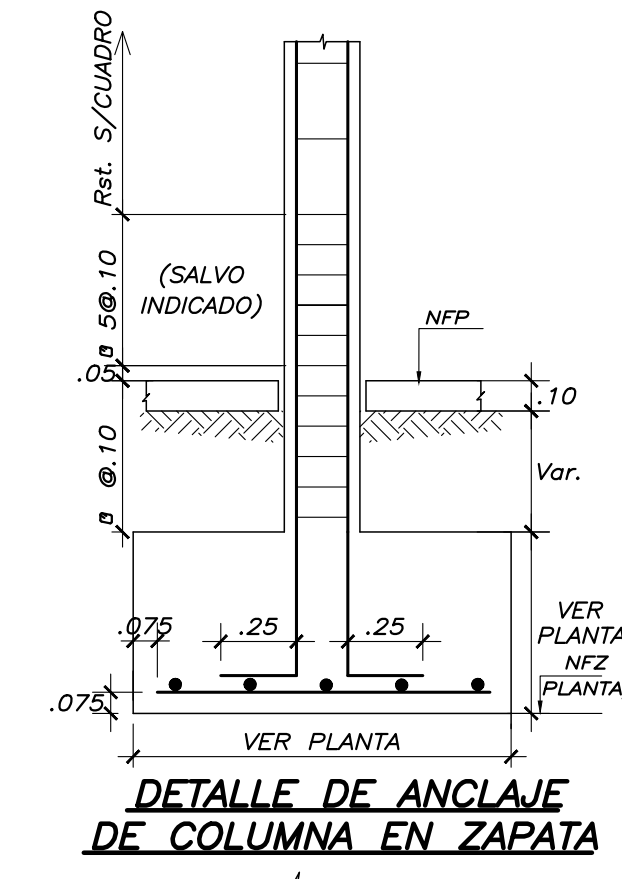
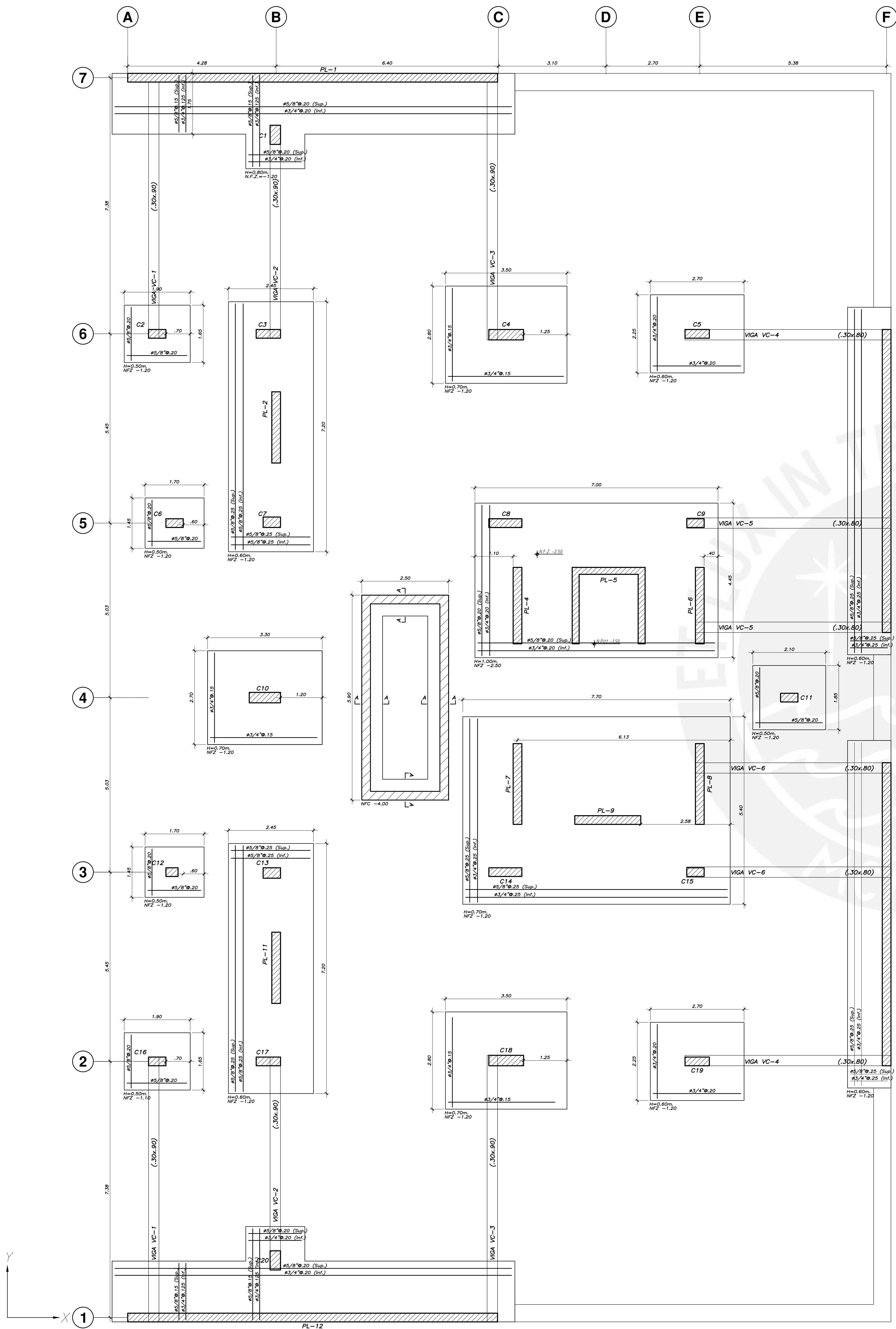
Ø	Diámetros de Doblado	
	d(cm)	D(cm)=6d
#3/8"	0.95	5.6
#1/2"	1.27	7.7
#5/8"	1.59	9.6
#3/4"	1.91	11.5
#1"	2.54	15.3
#1-3/8"	3.58	28.7(*)



Ø	Le(m) en función de f'c(kg/cm2)		Ø	Le(m) en función de f'c(kg/cm2)	
	210	280		210	280
3/8"	.40	.55	3/8"	.35	.50
1/2"	.45	.60	1/2"	.40	.55
5/8"	.60	.80	5/8"	.50	.65
3/4"	.70	.95	3/4"	.60	.80
1"	1.15	1.50	1"	1.00	1.30
1-3/8"	1.60	2.10	1-3/8"	1.40	1.90







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.
- 3) TODOS LO #S INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup.) QUE ES # SUPERIOR
- 4) VER DETALLE DE TABQUERIA EN EL PLANO E-4 de 11

LEYENDA

- NFP. = NIVEL FALSO PISO
- NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
- NFC. = NIVEL FONDO CIMENTO
- NFFZ. = NIVEL FONDO FALSA ZAPATA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS - SURCO LAMINA N° :

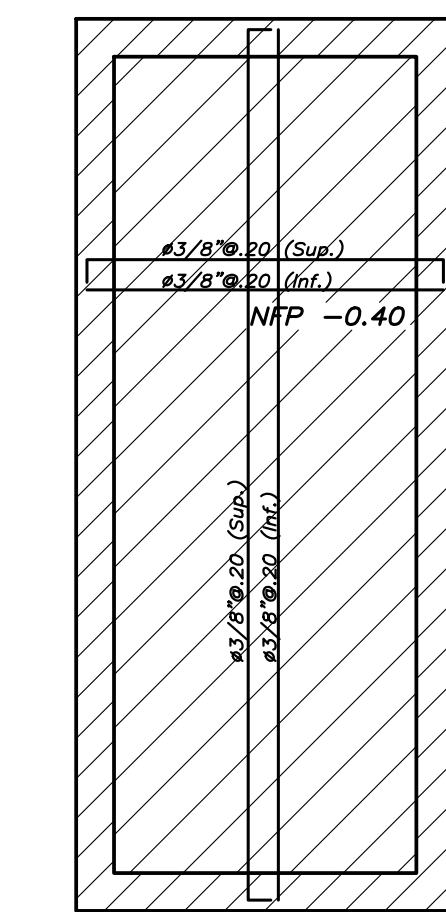
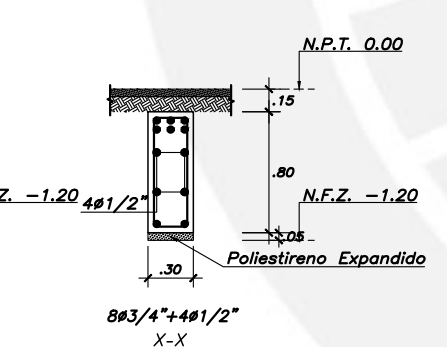
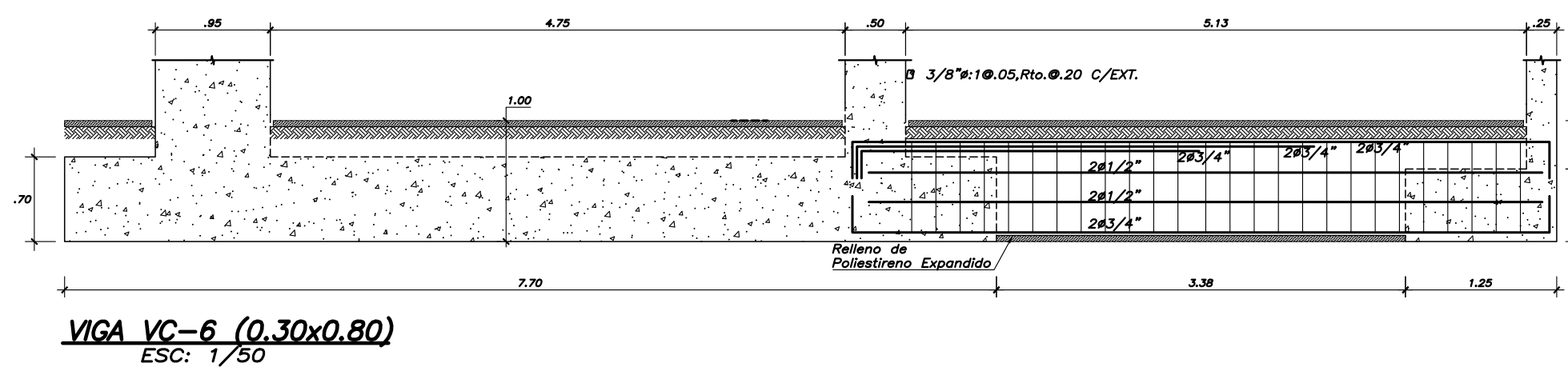
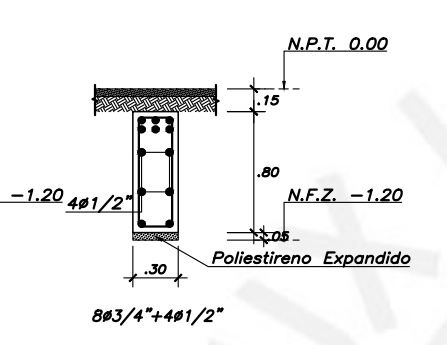
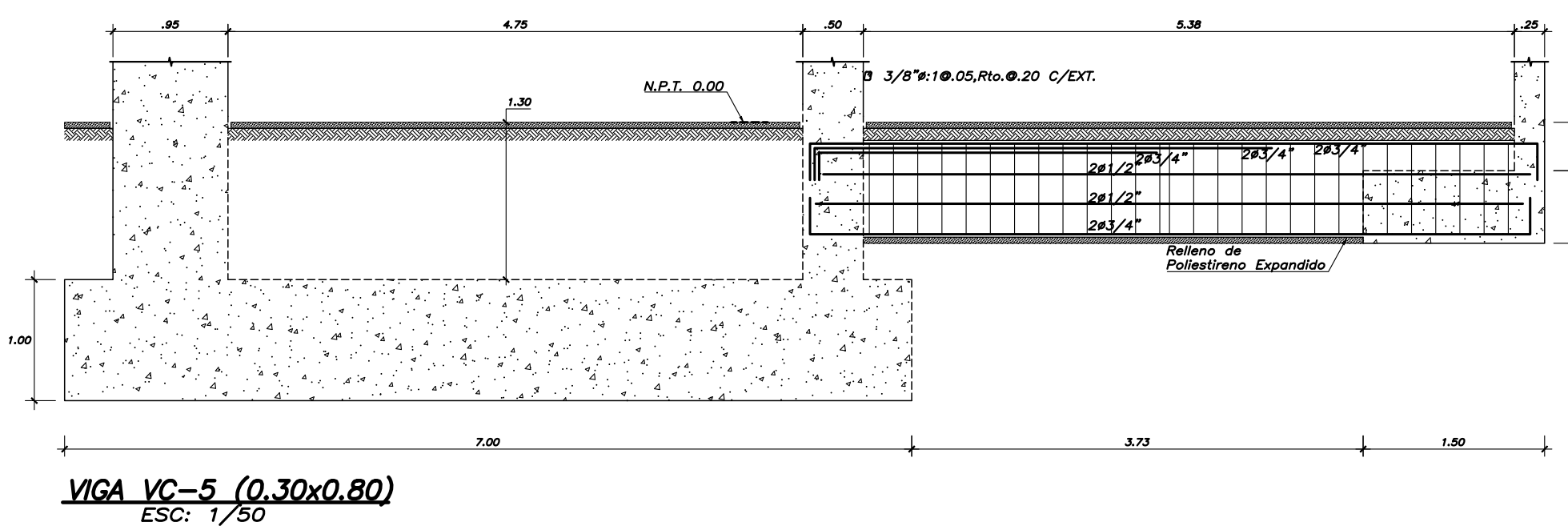
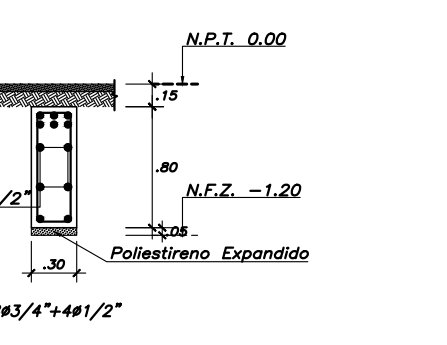
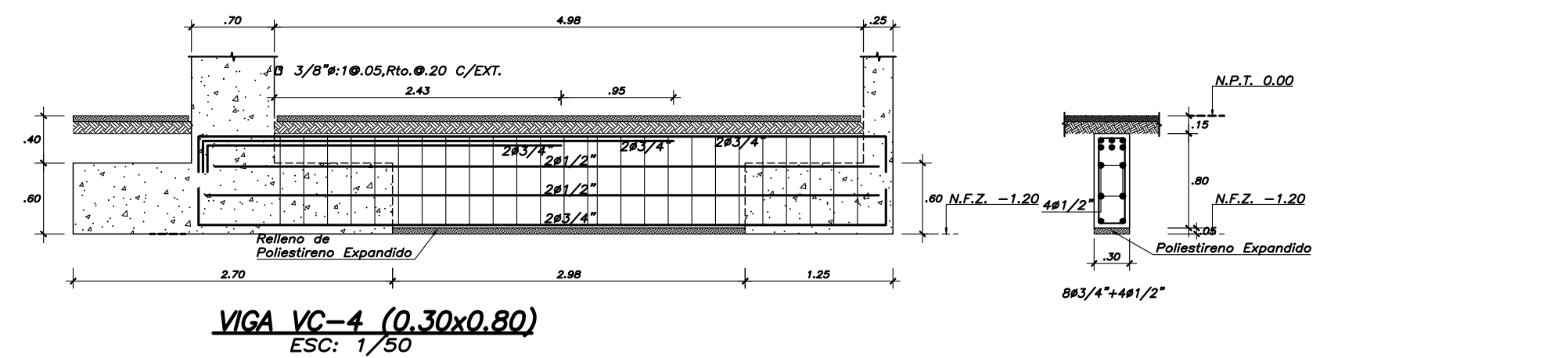
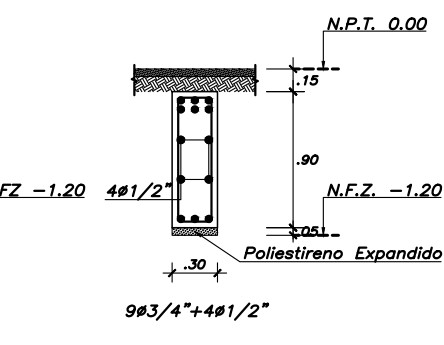
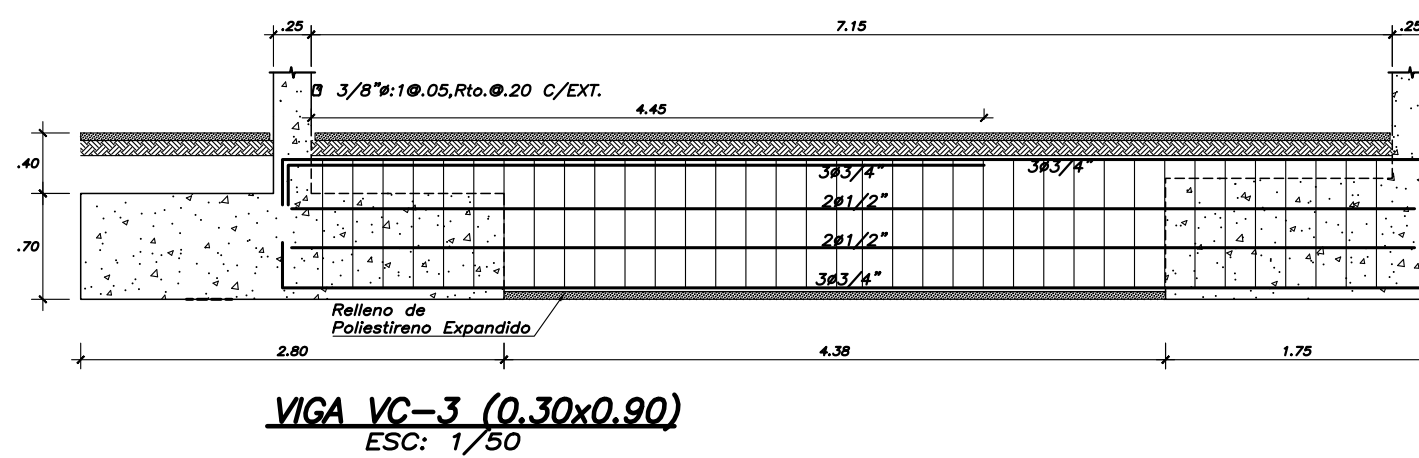
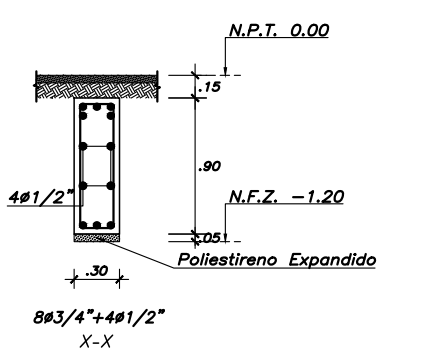
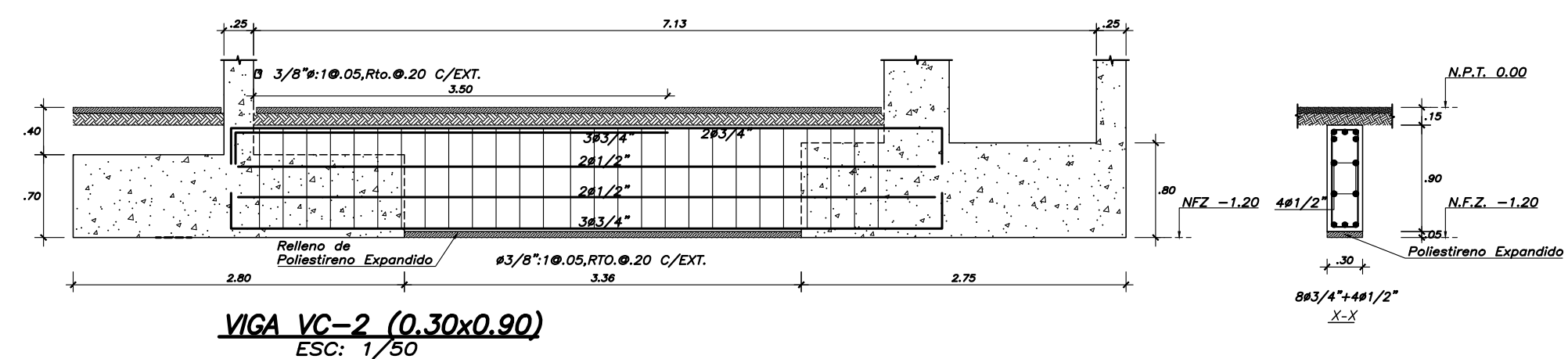
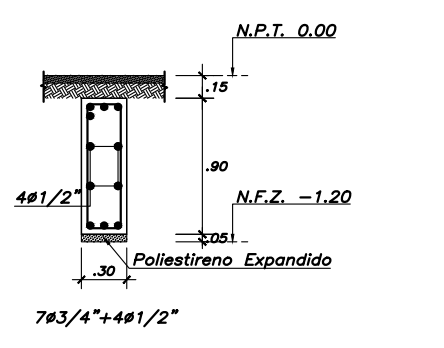
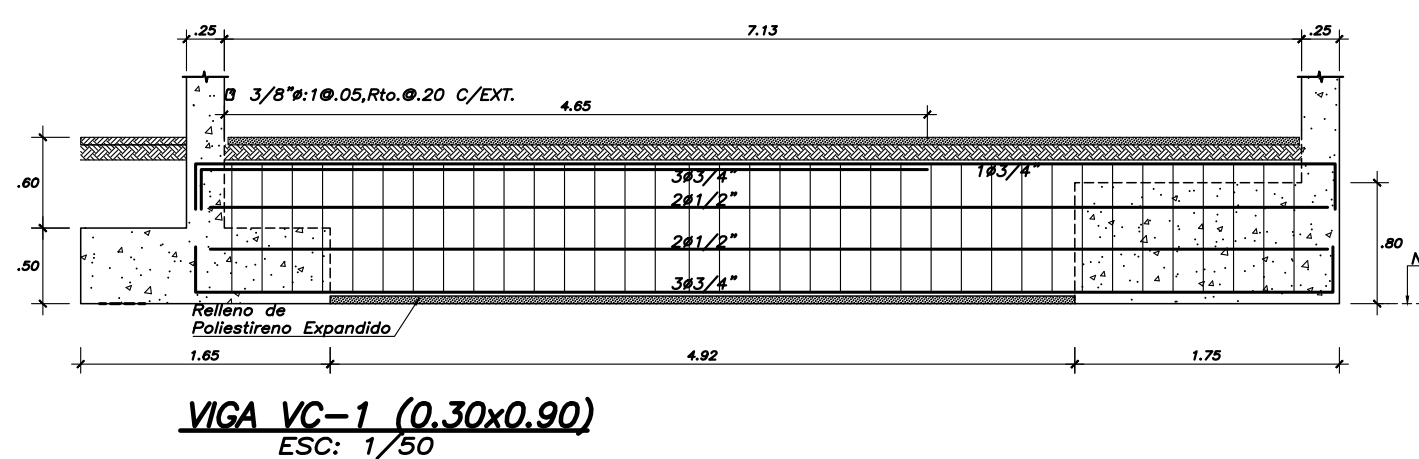
ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS

DISEÑO Y DIBUJO : PERCY APAZA GAMERO - PABLO CALERO GABRIEL E-04

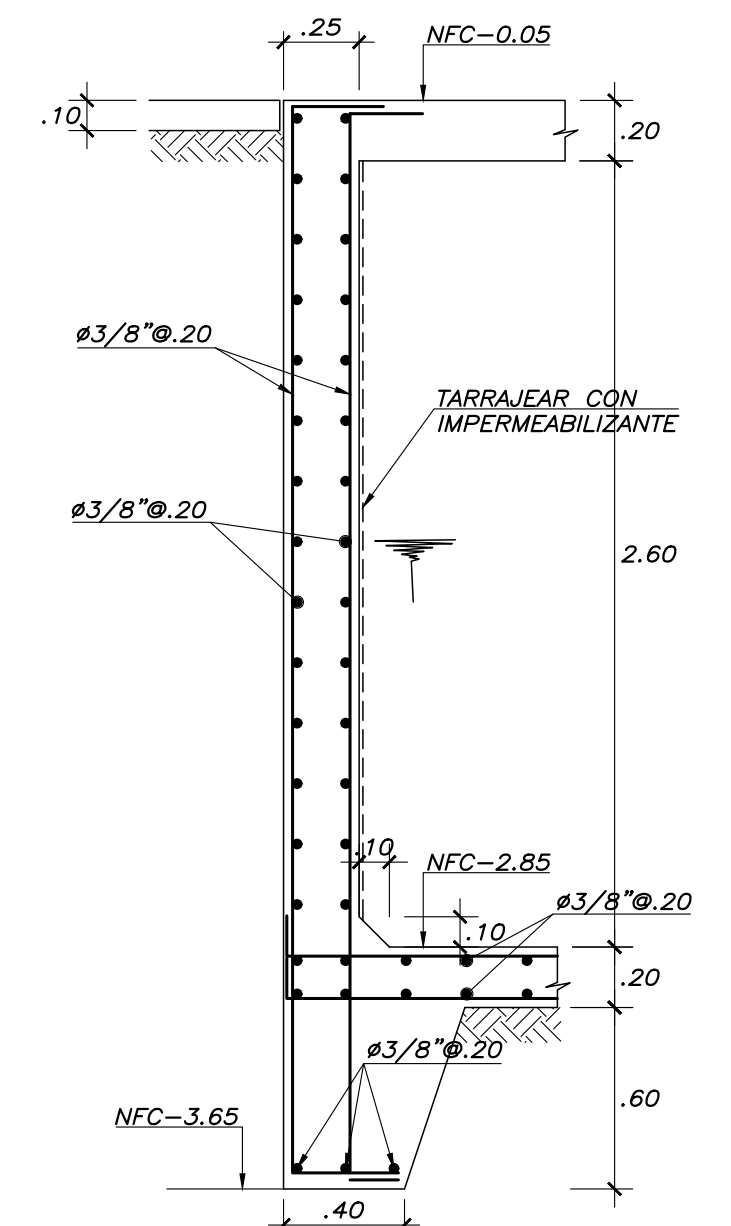
ASESOR : RENZO NORIEGA BARRUETO de 14

PLANO : CIMENTACION Y DETALLES

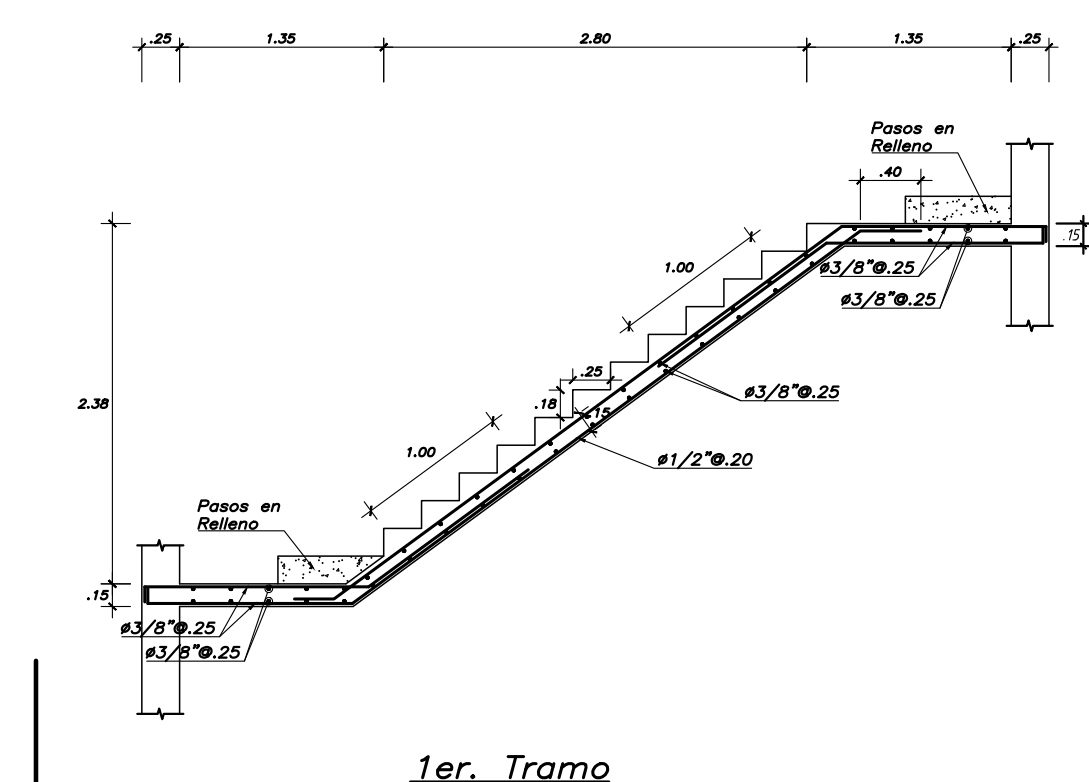
UBICACION : SANTIAGO DE SURCO, LIMA ESCALA : FECHA : 1/50, 1/25 ABRIL, 2023



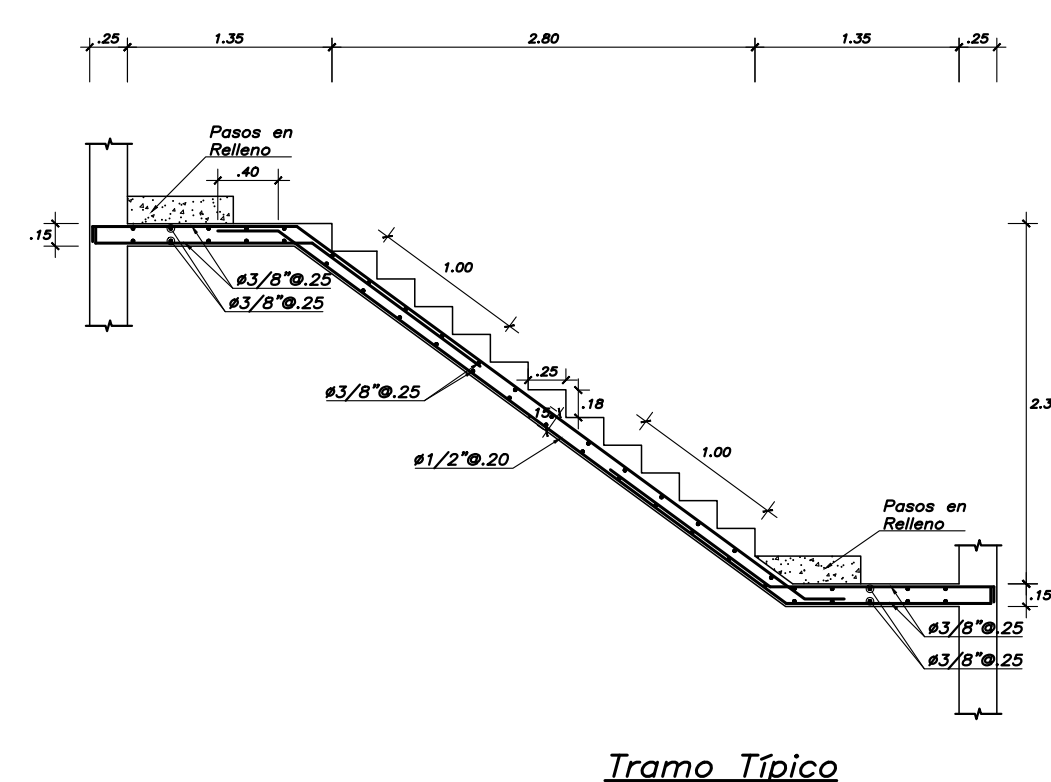
TECHO CISTERNA
LOSA H=0.20(SALVO INDICADO)



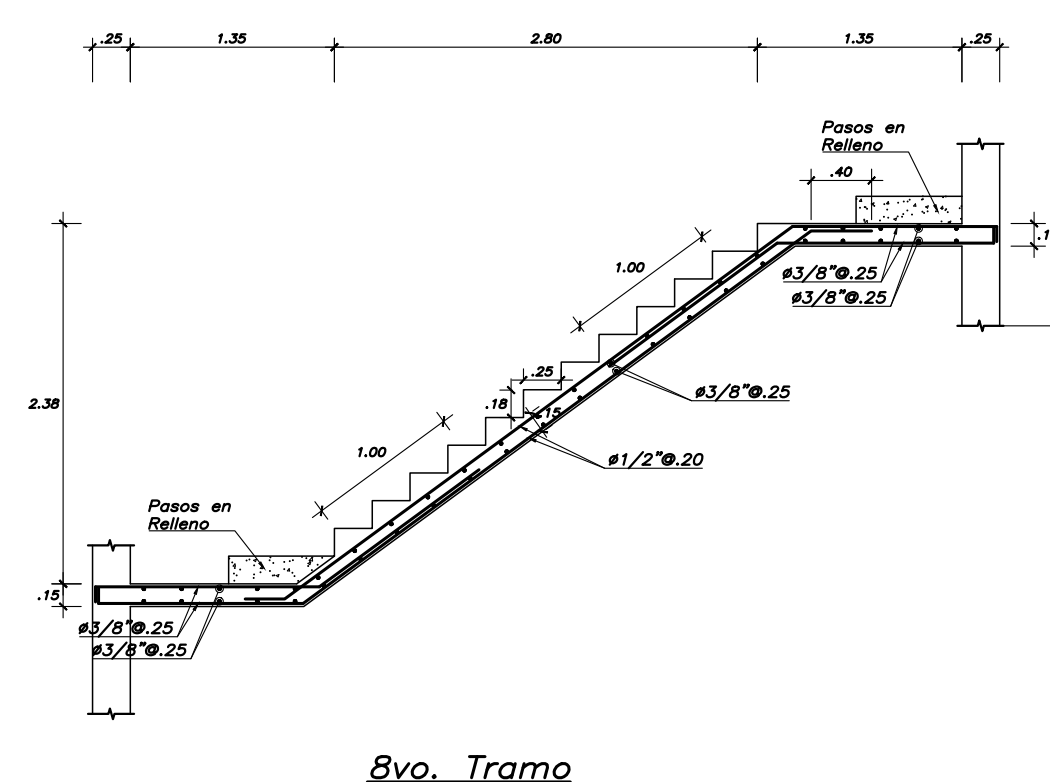
CORTE A-A



1er. Tramo

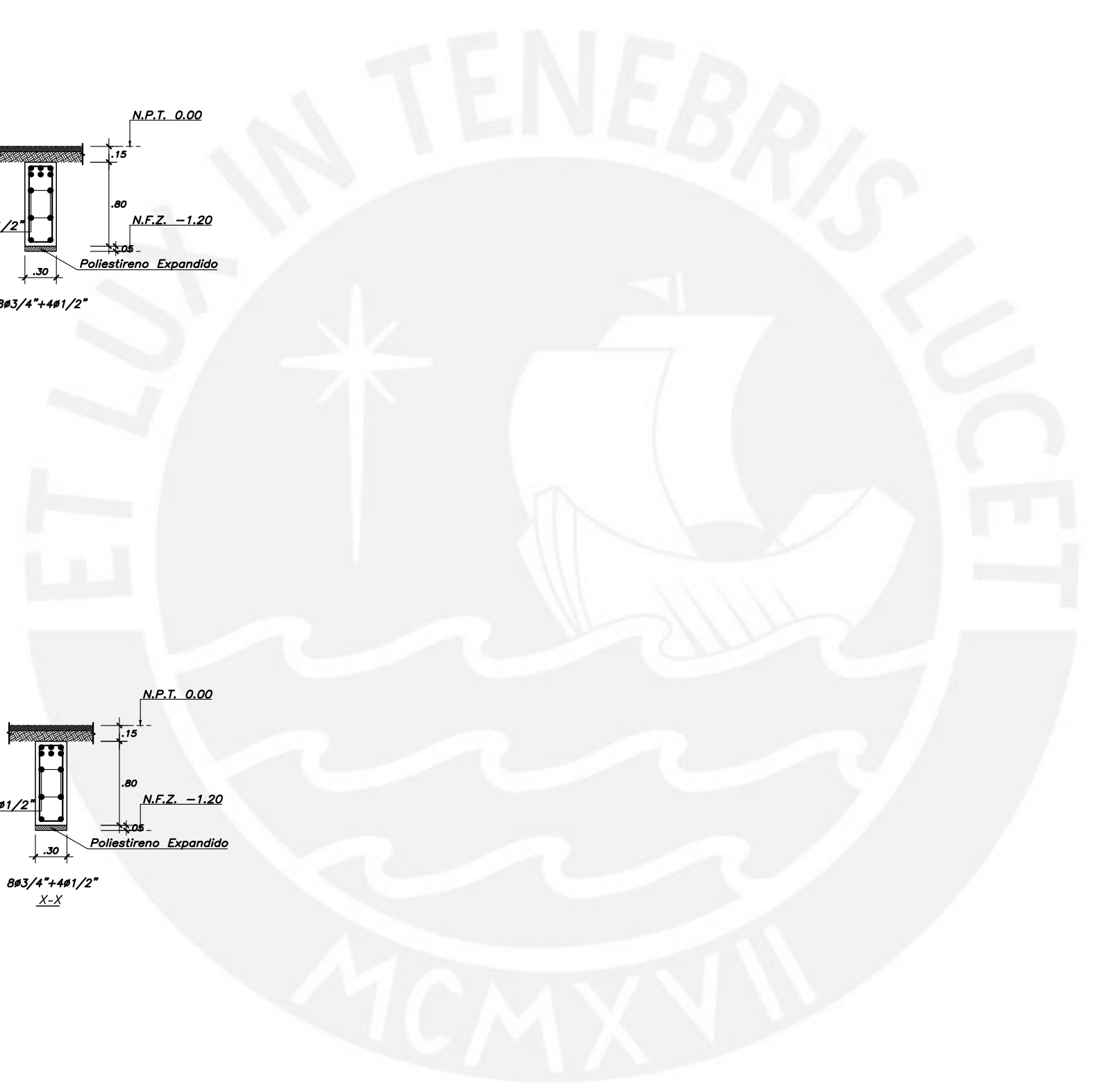


Tramo Típico



8vo. Tramo

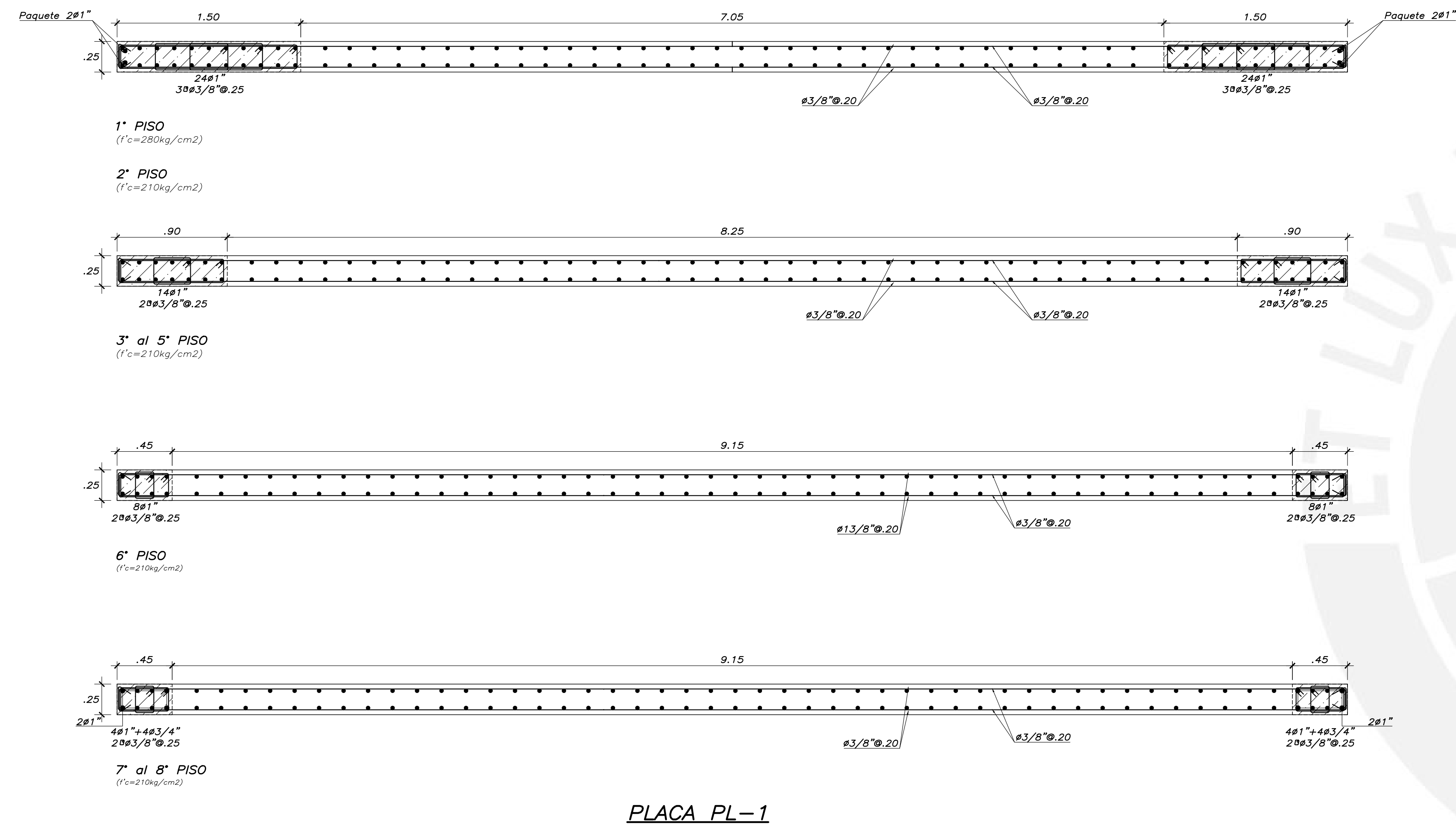
ESCALERA 01
ESC: 1/50



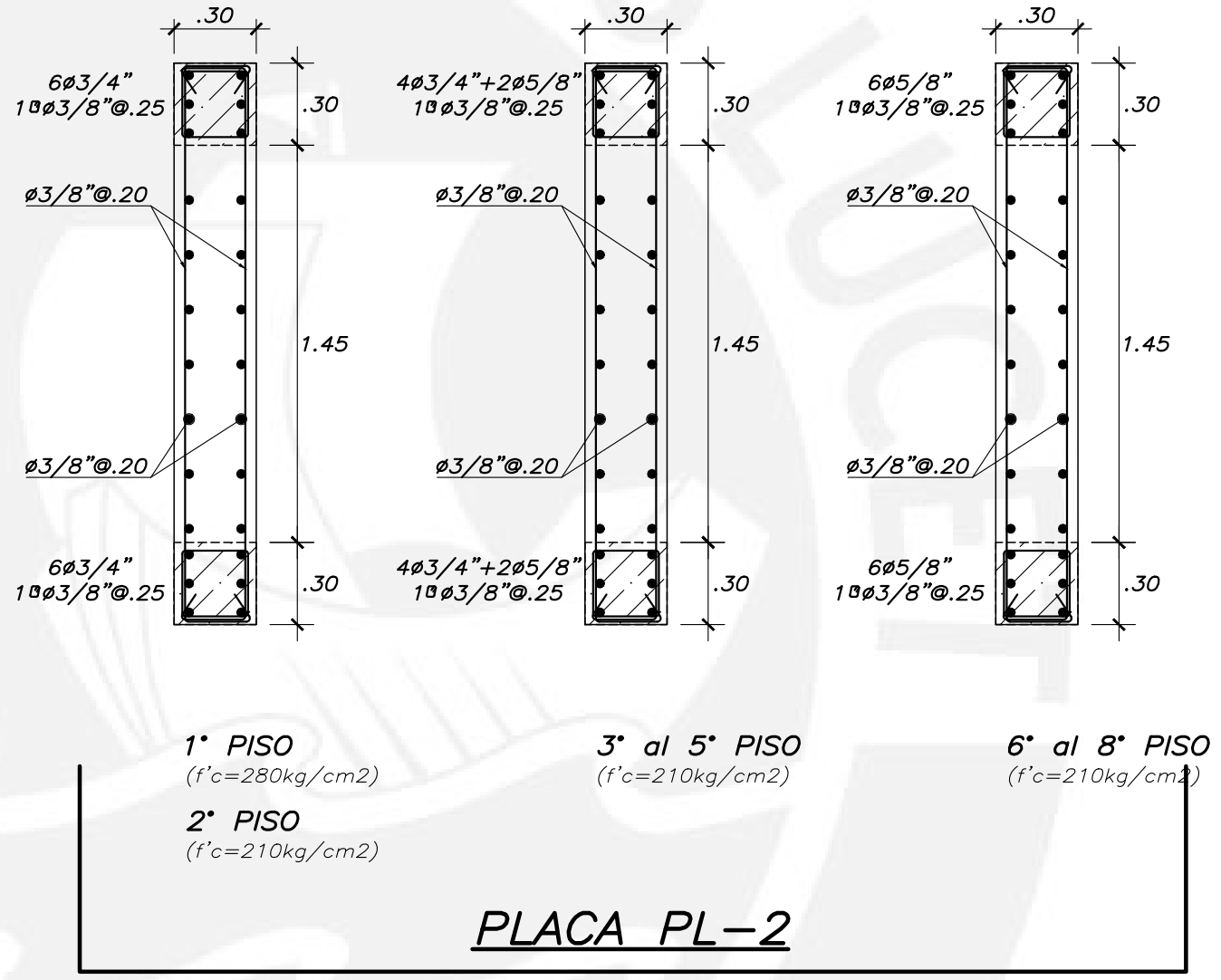
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS – SURCO	LAMINA N° :
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	E-05
DISEÑO Y DIBUJO :	PERCY APAZA GAMERO – PABLO CALERO GABRIEL	de 14
ASESOR :	RENZO NORIEGA BARRUETO	
PLANO :	CORTES, VIGAS DE CIMENTACION Y ESCALERAS	
UBICACION :	SANTIAGO DE SURCO, LIMA	ESCALA : 1/50, 1/25
		FECHA : ABRIL 2023

CUADRO DE COLUMNAS

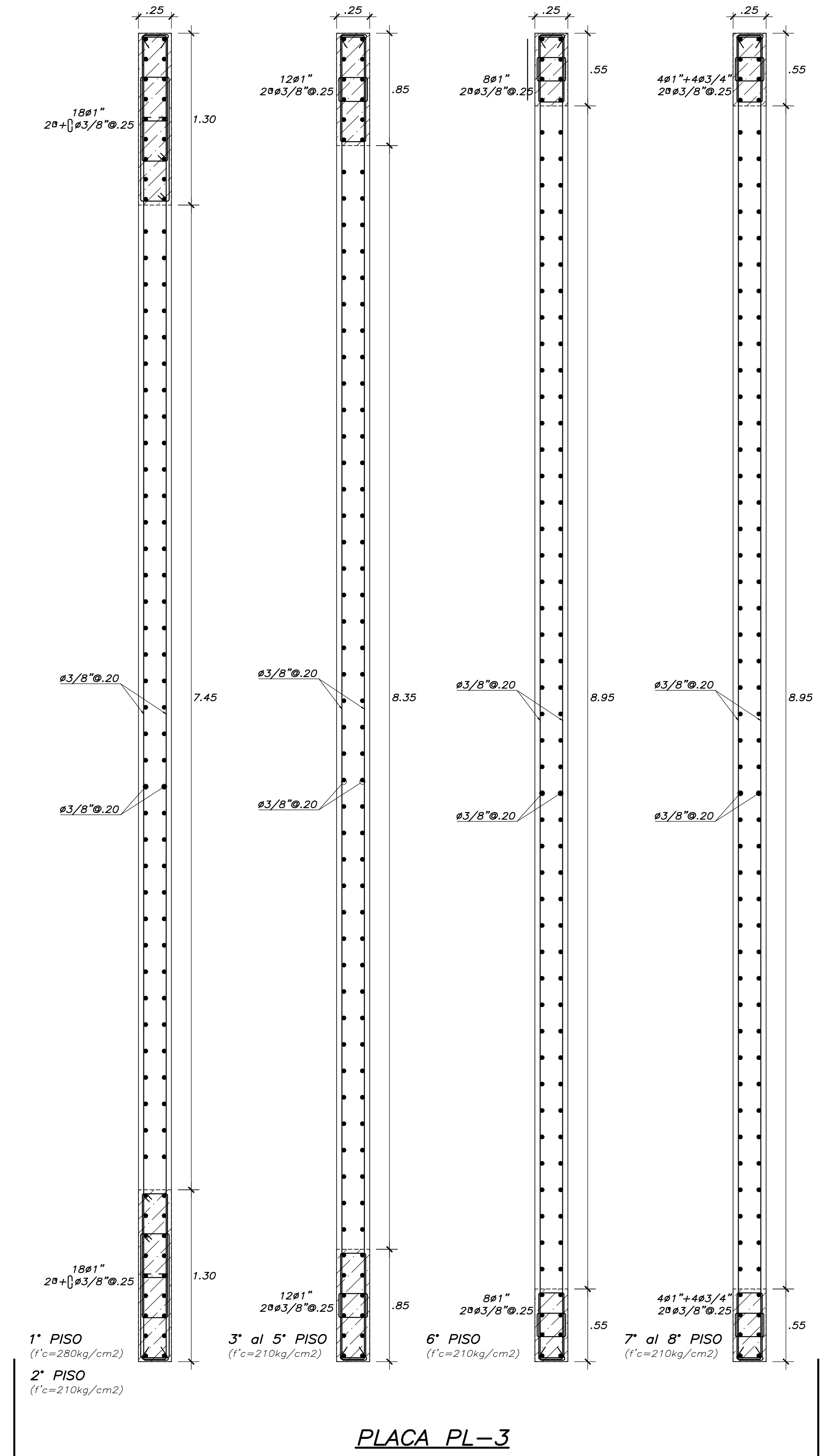
NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10	C-11	C-12	C-13	C-14	C-15	C-16	C-17	C-18	C-19	C-20
1° PISO al 3° PISO	.30x.55 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.70 4#1" 10#1" 1#x1#x3/8" 1#0.05 7#10, Rto#25	.30x1.00 4#1" 10#1" 3#x3/8" 1#0.05 10#10, Rto#30	.25x.70 4#1" 10#1" 1#x1#x3/8" 1#0.05 7#10, Rto#30	.25x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.50 4#1" 4#x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.95 4#1" 10#1" 2#x3/8" 1#0.05 9#10, Rto#25	.25x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.90 4#1" 10#1" 2#x3/8" 1#0.05 9#10, Rto#30	.25x.50 4#1" 4#x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.50 4#1" 4#x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.30x.50 4#1" 4#x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.95 4#1" 10#1" 2#x3/8" 1#0.05 9#10, Rto#25	.25x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.55 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x1.00 4#1" 10#1" 3#x3/8" 1#0.05 10#10, Rto#30	.25x.70 4#1" 10#1" 1#x1#x3/8" 1#0.05 7#10, Rto#30	.30x.55 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30
4° PISO al 6° PISO	.30x.55 4#1" 4#x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.35 4#1" 8x3/4" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.55 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.70 4#1" 10#1" 1#x1#x3/8" 1#0.05 7#10, Rto#30	.25x.40 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.35 4#1" 8x3/4" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.95 4#1" 10#1" 2#x3/8" 1#0.05 9#10, Rto#25	.25x.35 4#1" 8x3/4" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.70 4#1" 10#1" 1#x1#x3/8" 1#0.05 7#10, Rto#30	.25x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.30x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.95 4#1" 10#1" 2#x3/8" 1#0.05 9#10, Rto#25	.25x.35 4#1" 8x3/4" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.35 4#1" 8x3/4" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.55 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.70 4#1" 10#1" 1#x1#x3/8" 1#0.05 7#10, Rto#30	.25x.40 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.55 4#1" 4#x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30
7° PISO al 8° PISO	.30x.55 4#1" 4#x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.35 4#1" 4#x3/8" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.55 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.50 4#1" 10#1" 1#x1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.40 4#1" 4#x3/4" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.35 4#1" 4#x3/8" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.95 4#1" 10#1" 2#x3/8" 1#0.05 9#10, Rto#25	.25x.35 4#1" 4#x3/8" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.55 4#1" 10#1" 1#x1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.50 4#1" 4#x3/8" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.30x.50 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.95 4#1" 10#1" 2#x3/8" 1#0.05 9#10, Rto#25	.25x.35 4#1" 4#x3/8" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.35 4#1" 4#x3/8" 1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.25x.55 4#1" 8x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.50 4#1" 10#1" 1#x1#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30	.25x.40 4#1" 4#x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#25	.30x.55 4#1" 4#x3/4" 2#x3/8" 1#0.05 5#10, Rto#30



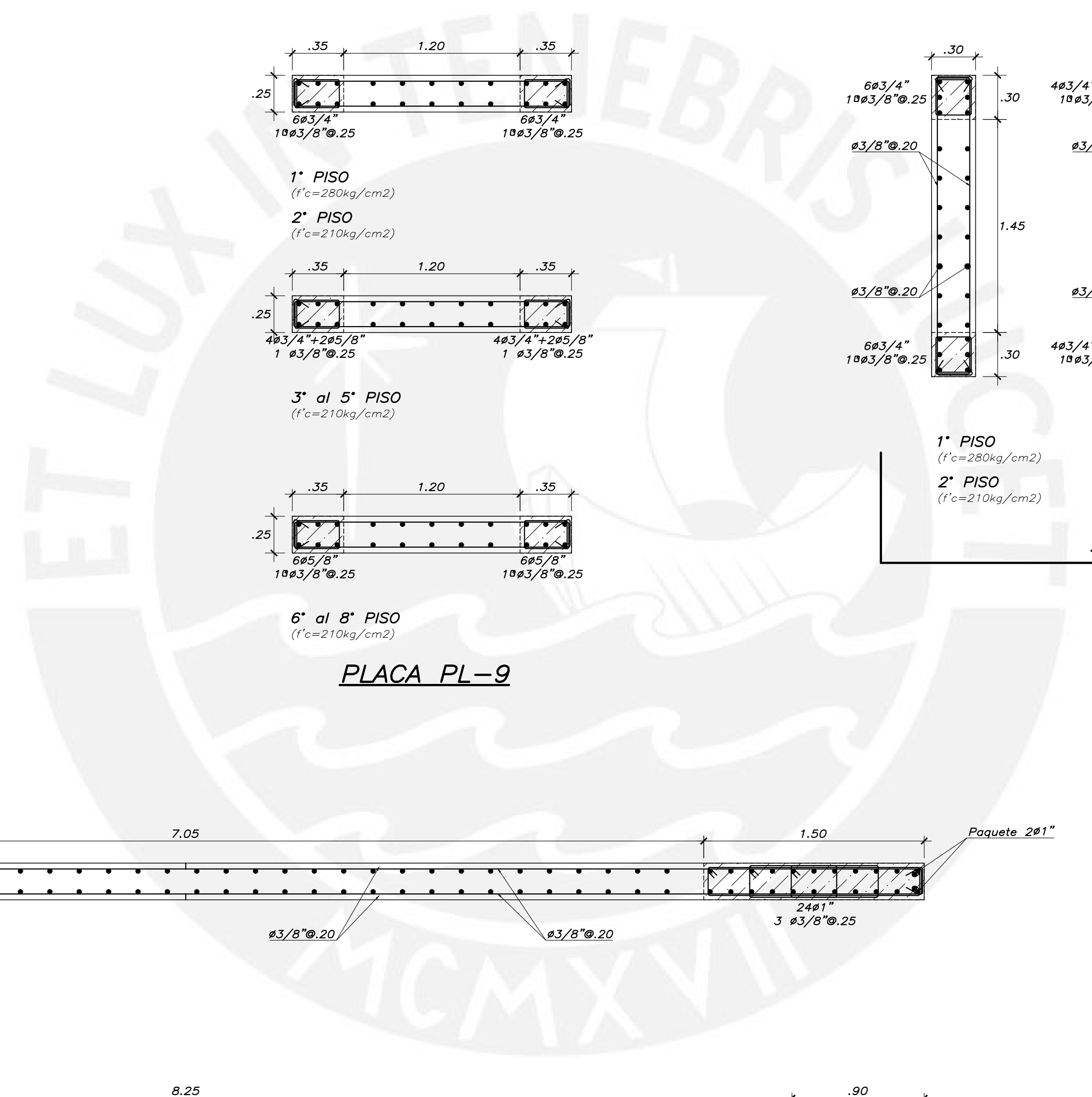
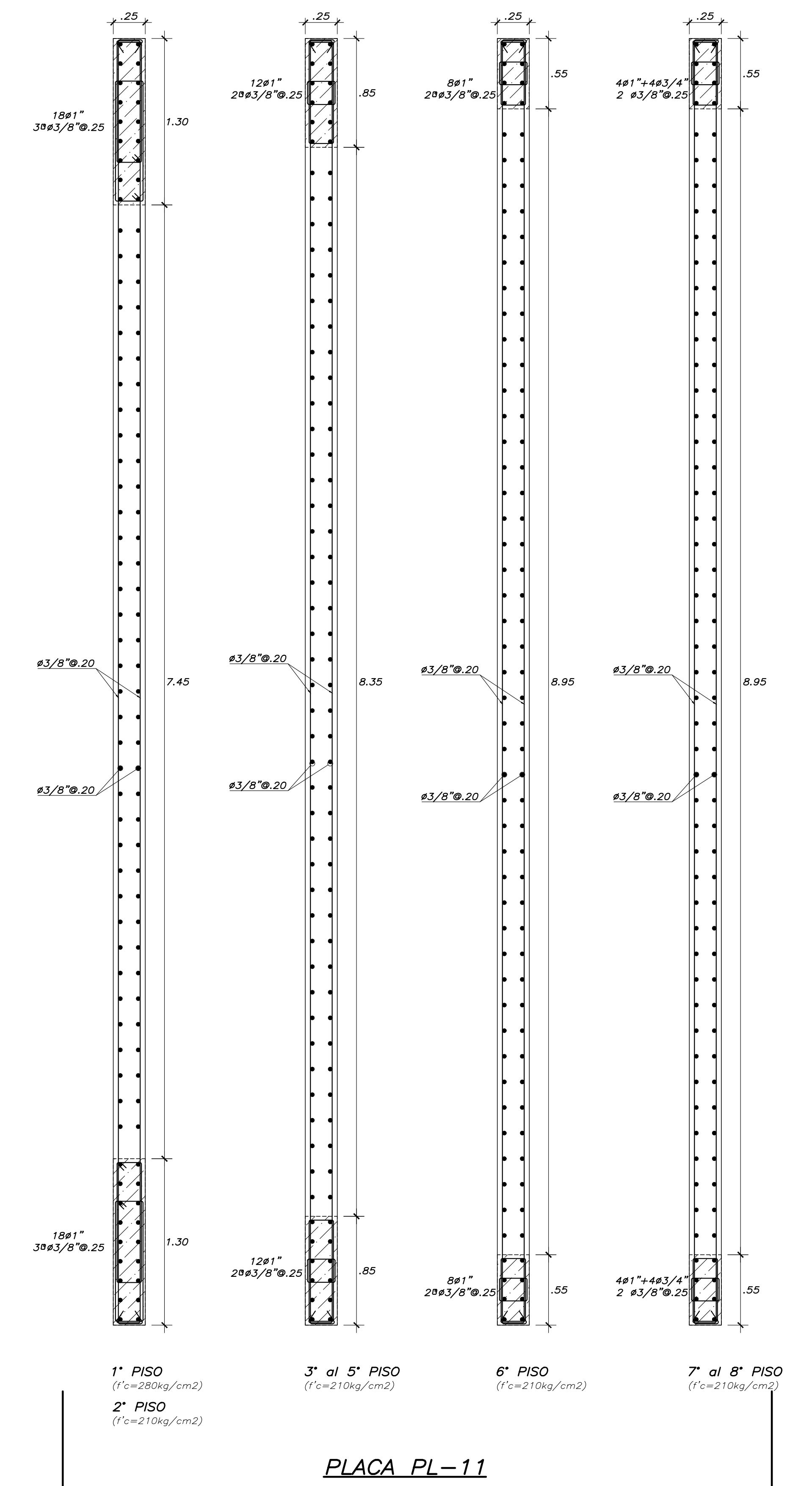
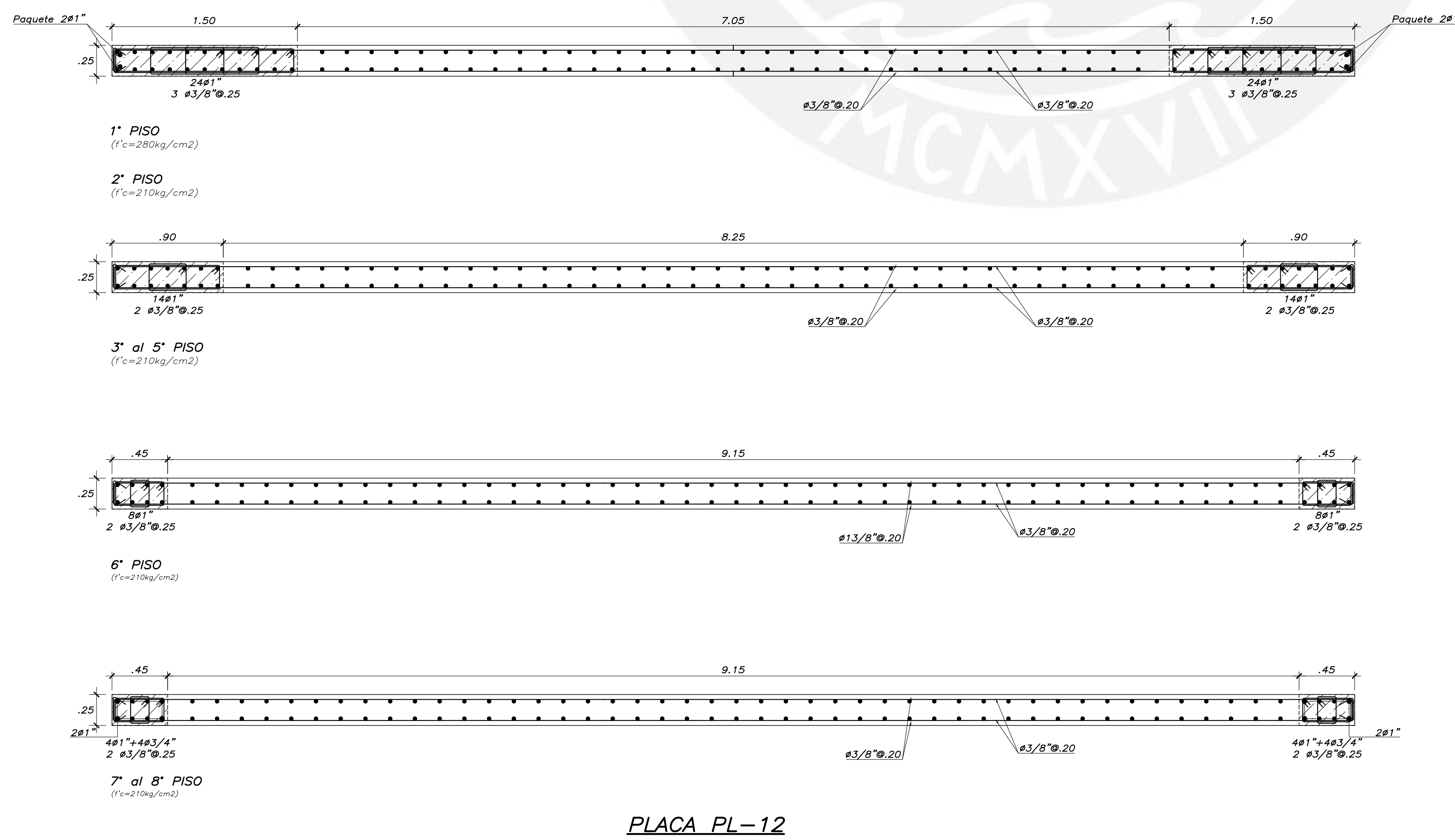
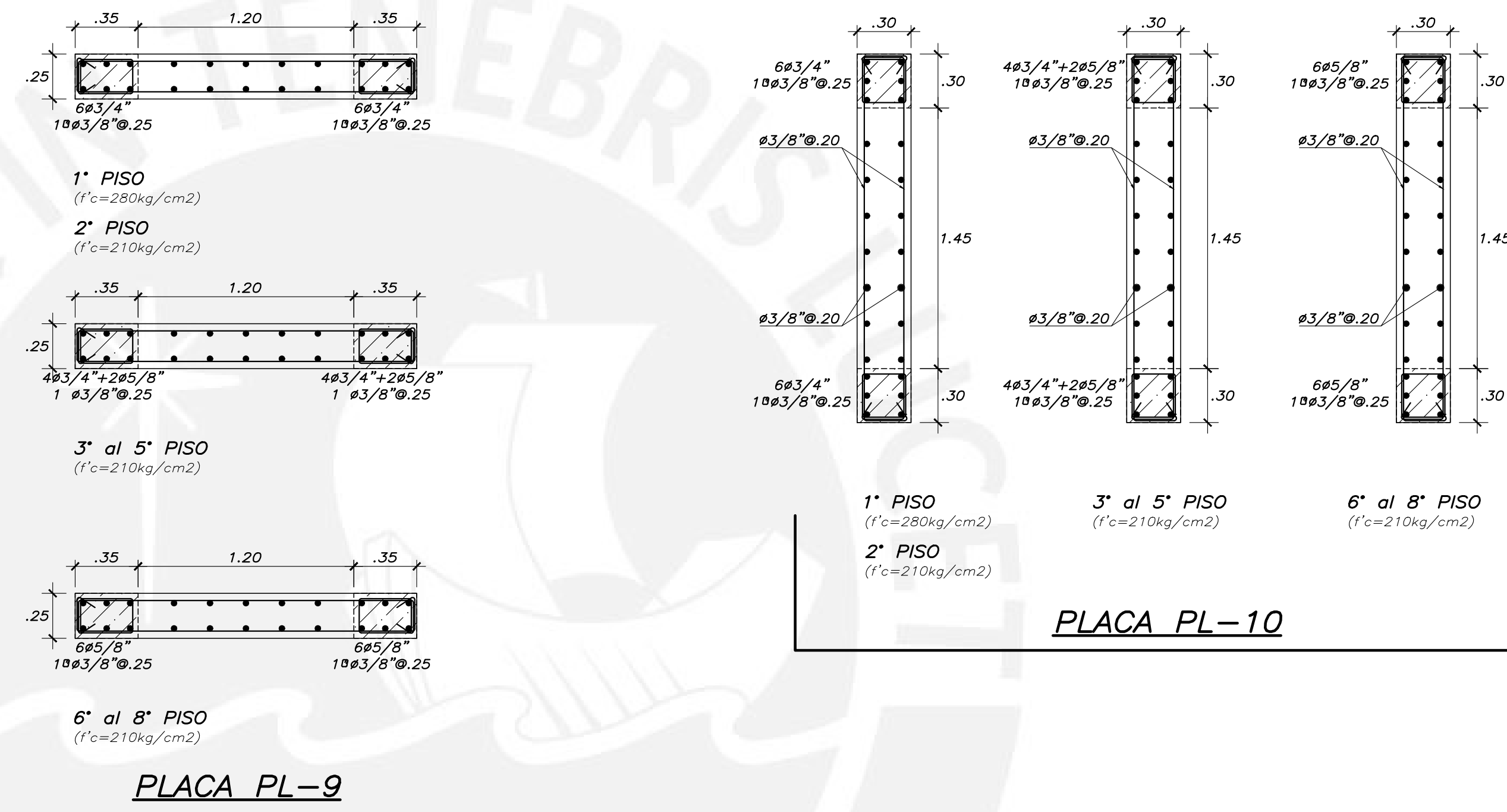
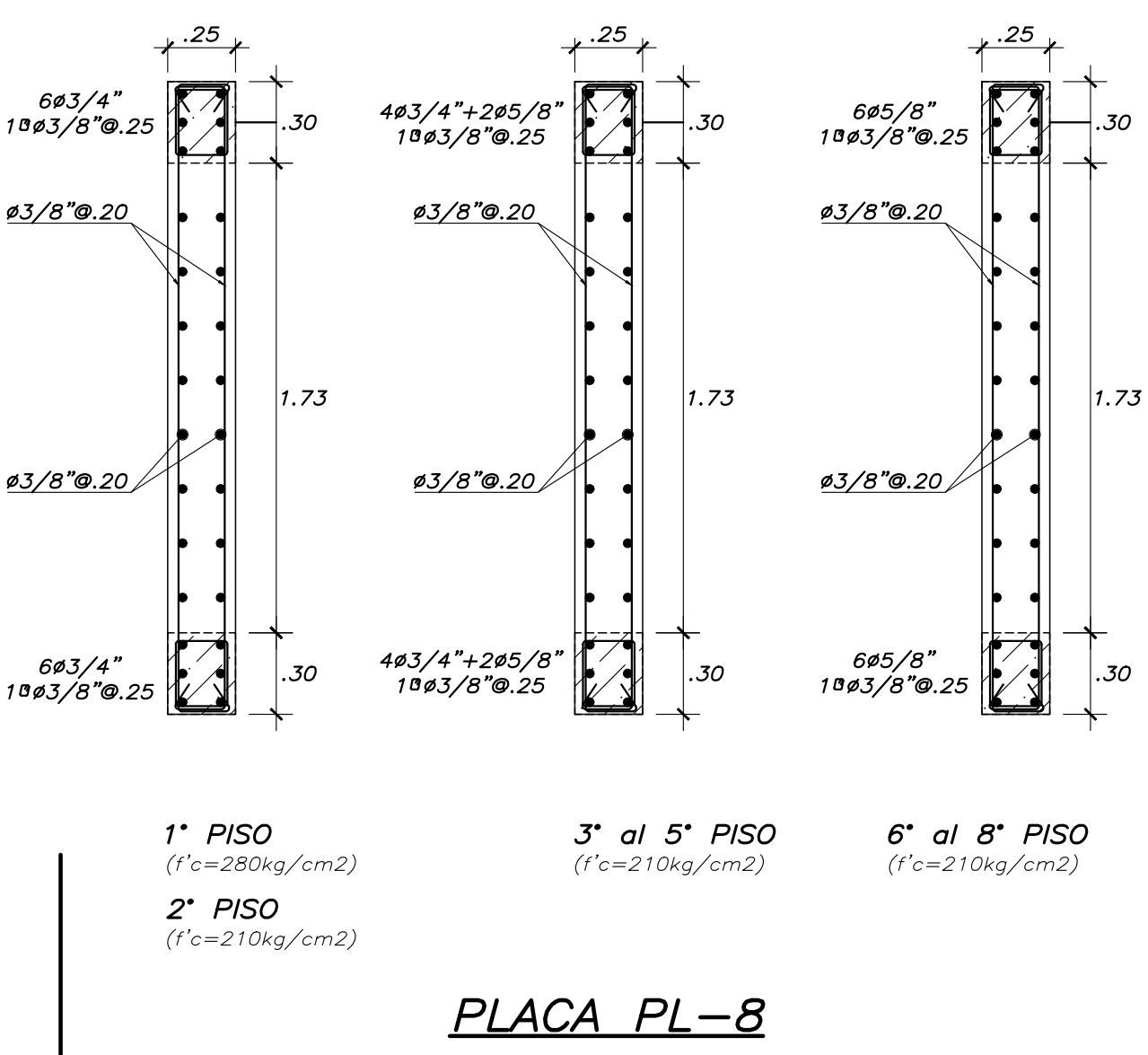
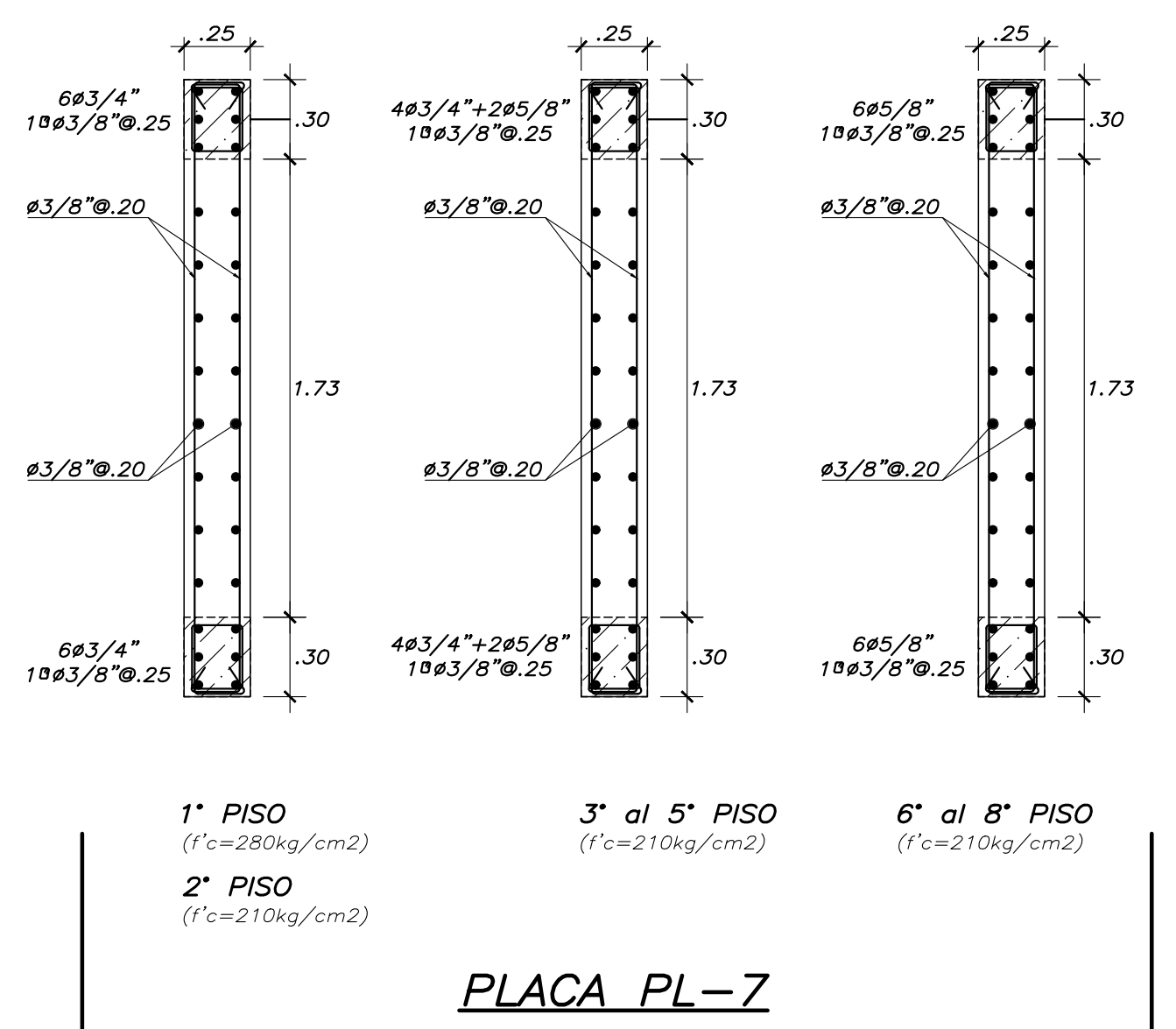
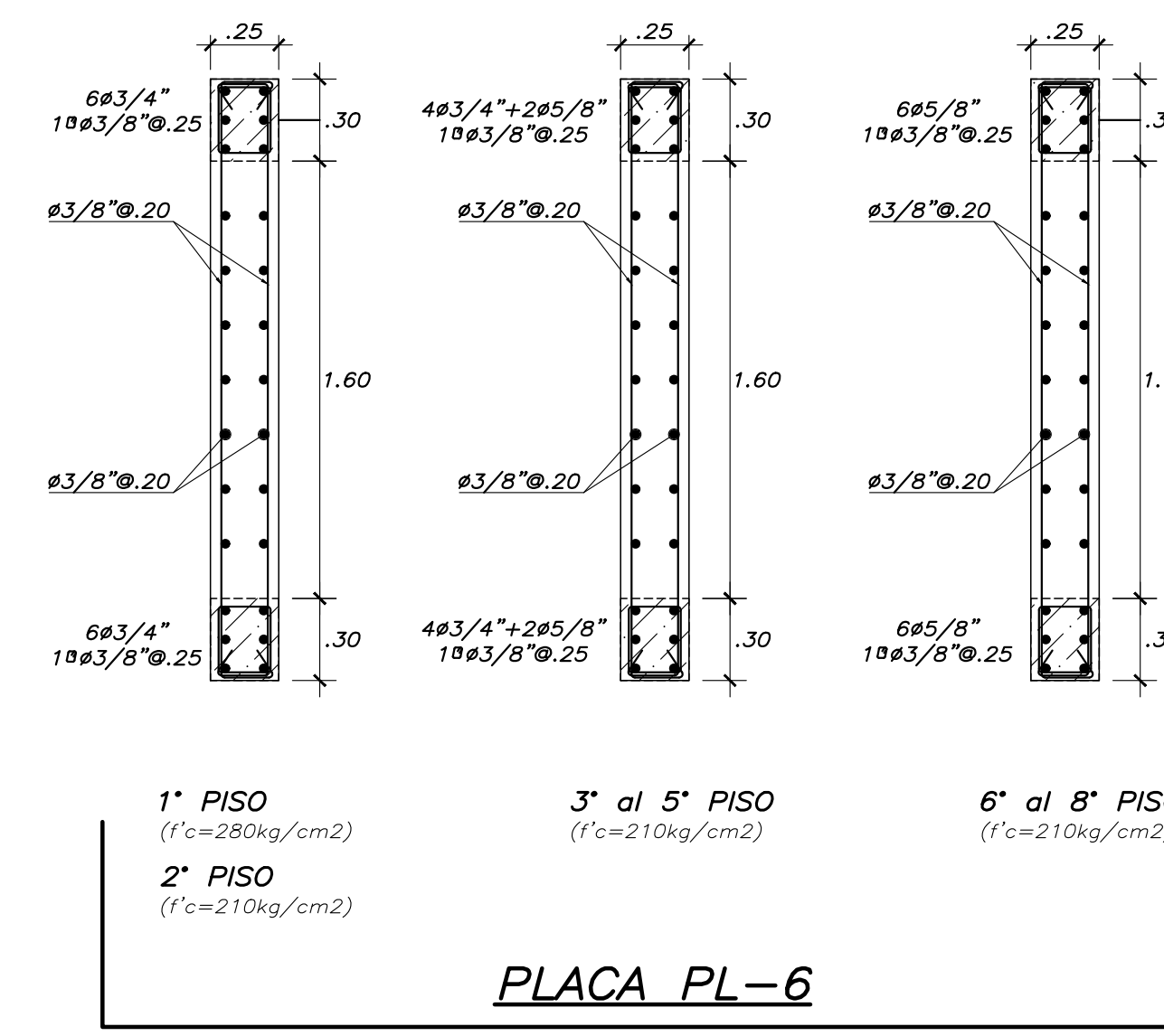
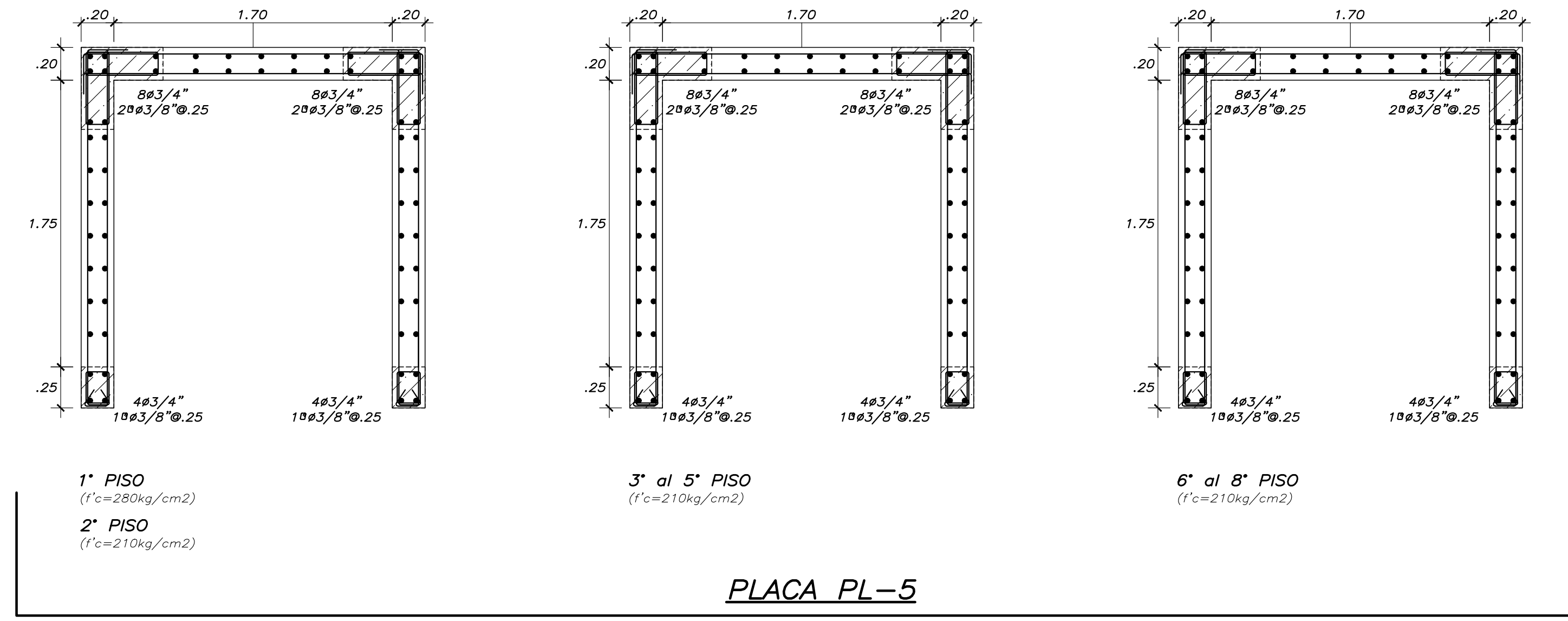
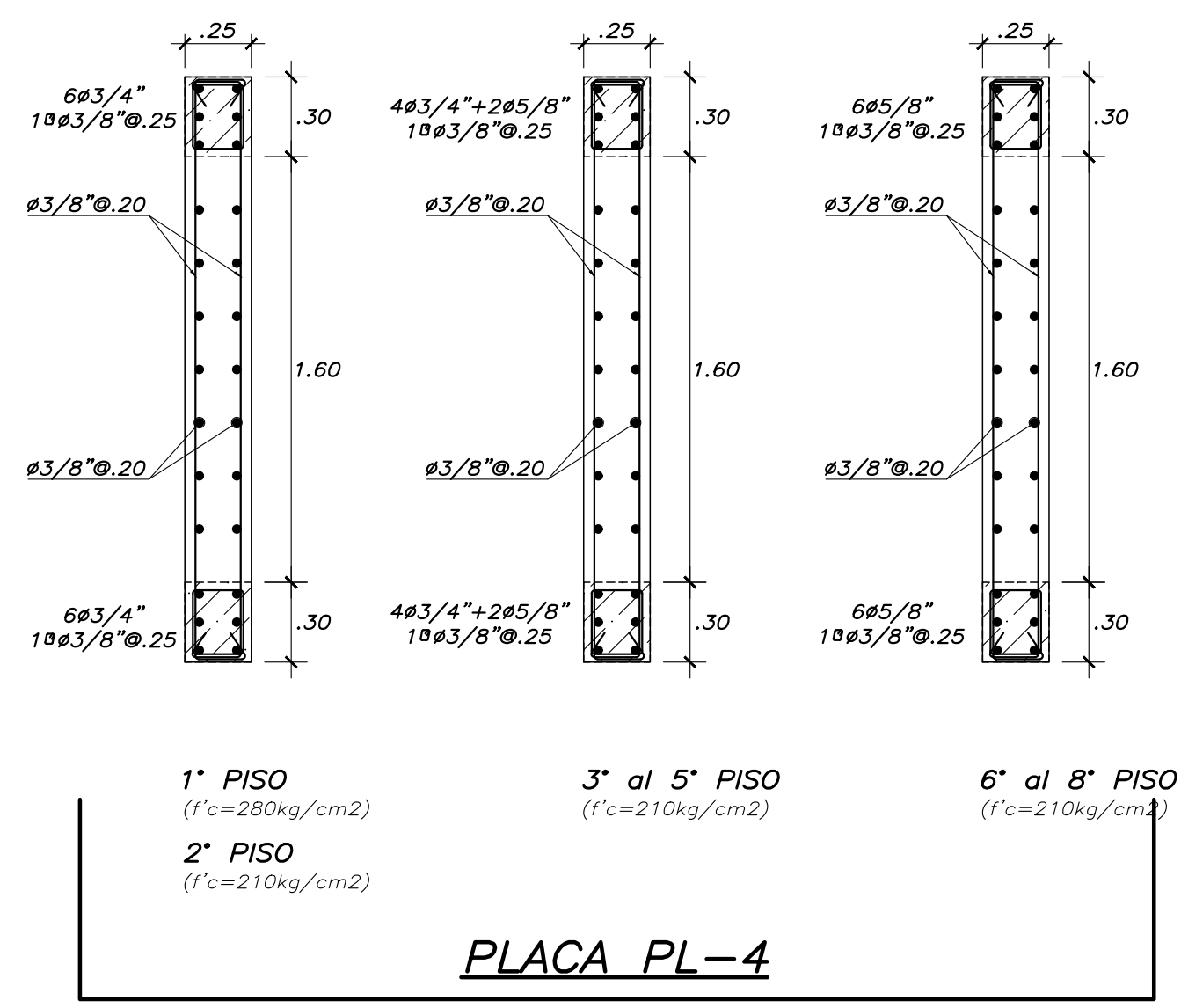
PLACA PL-1

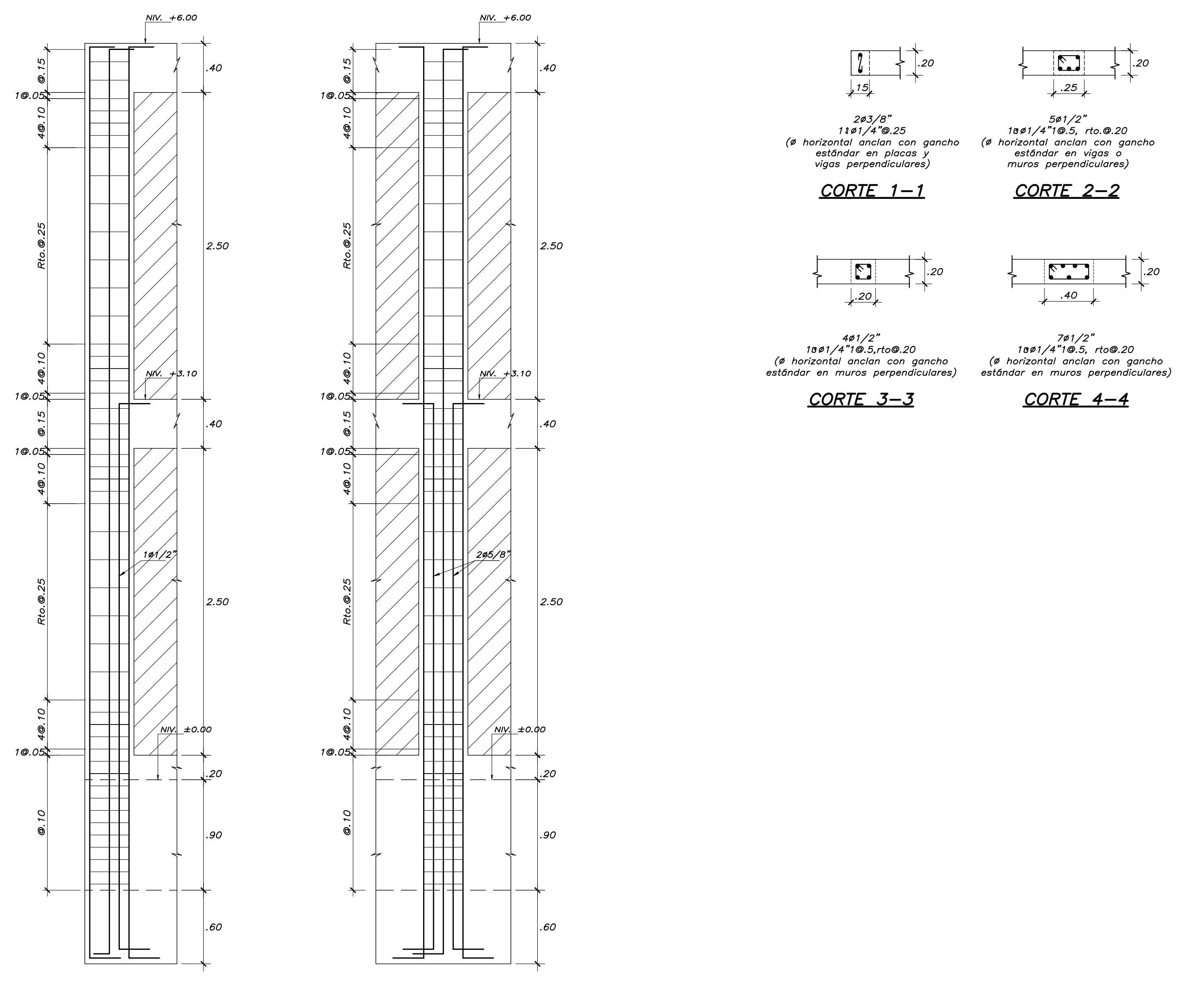
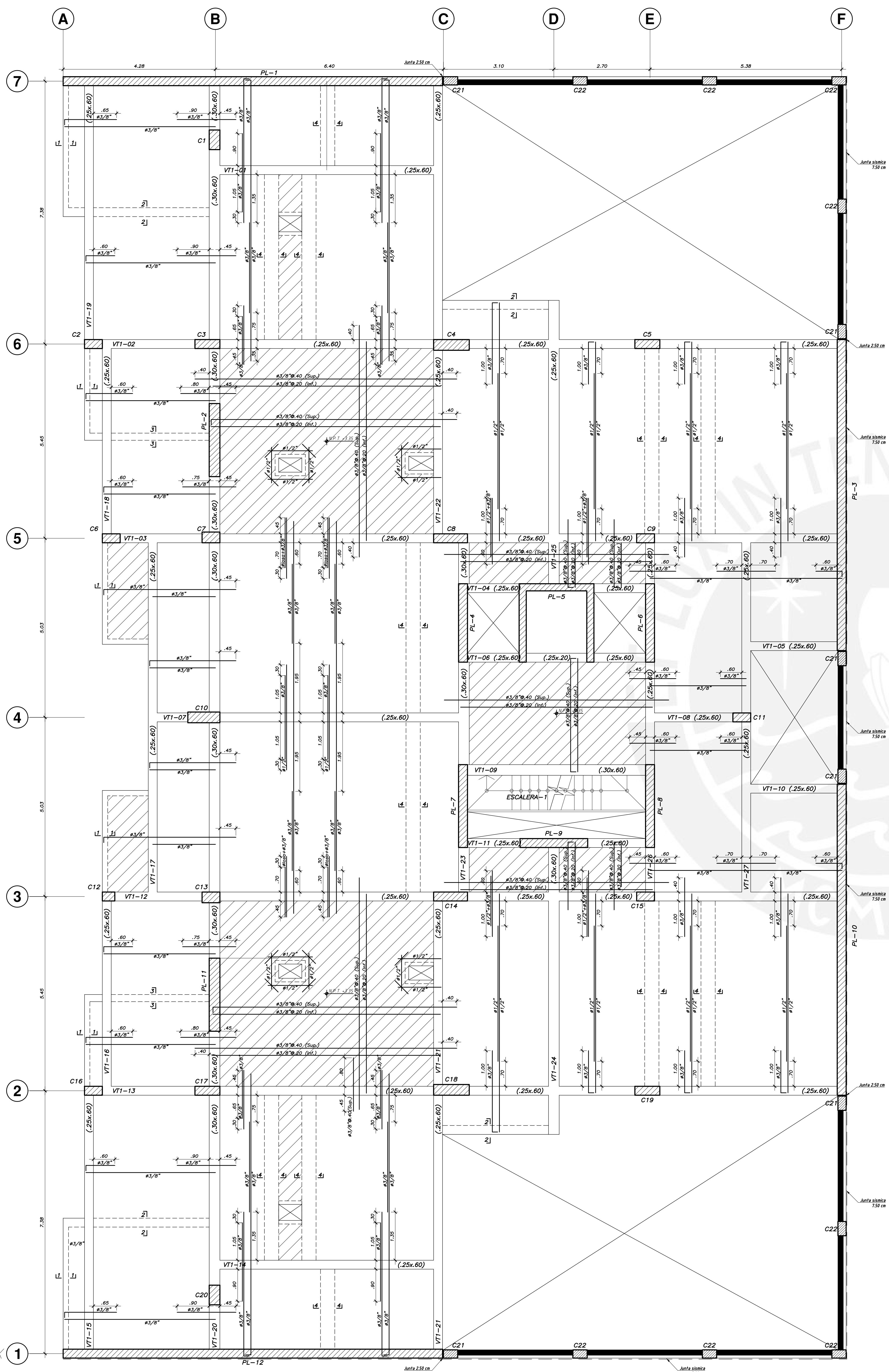


PLACA PL-2

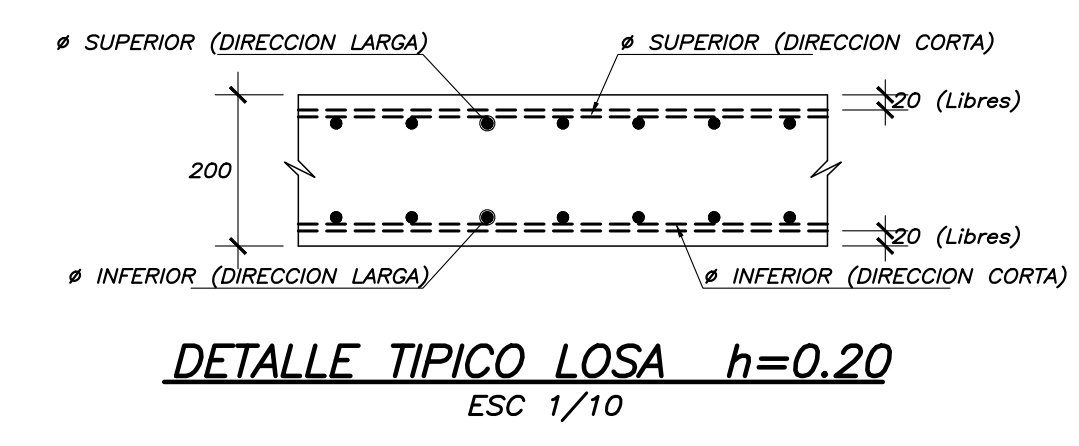


PLACA PL-3

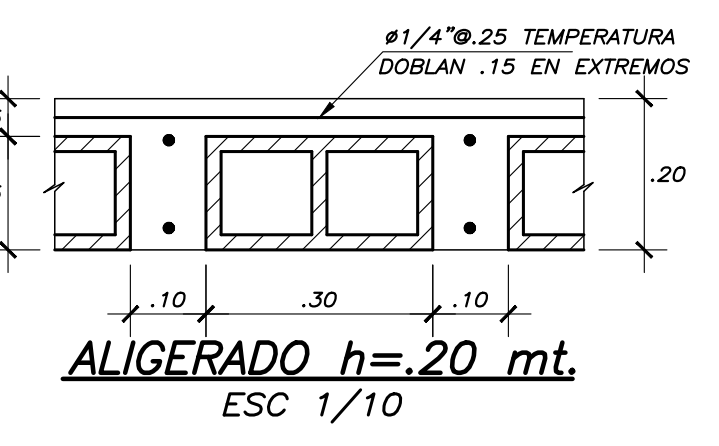




DETALLE DE CONFINAMIENTO DE C-21 DETALLE DE CONFINAMIENTO DE C-22



DETALLE TIPICO LOSA h=0.20
ESC 1/10

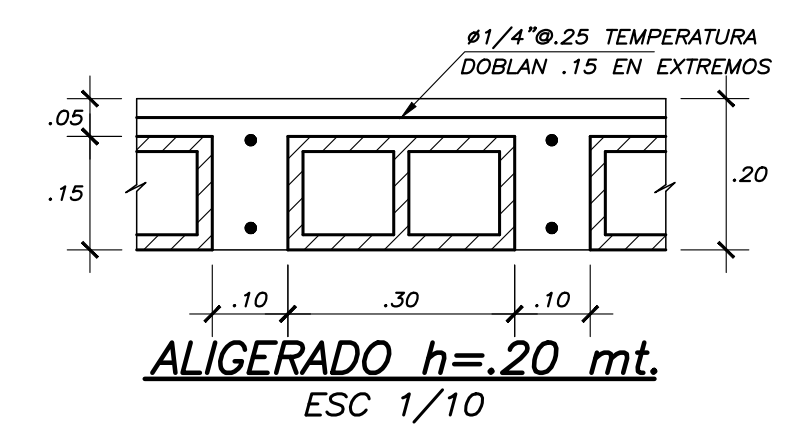
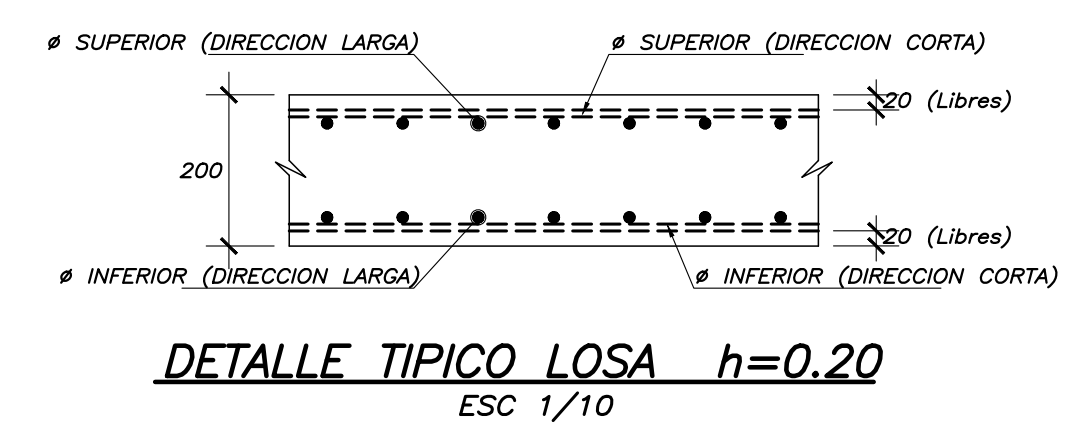
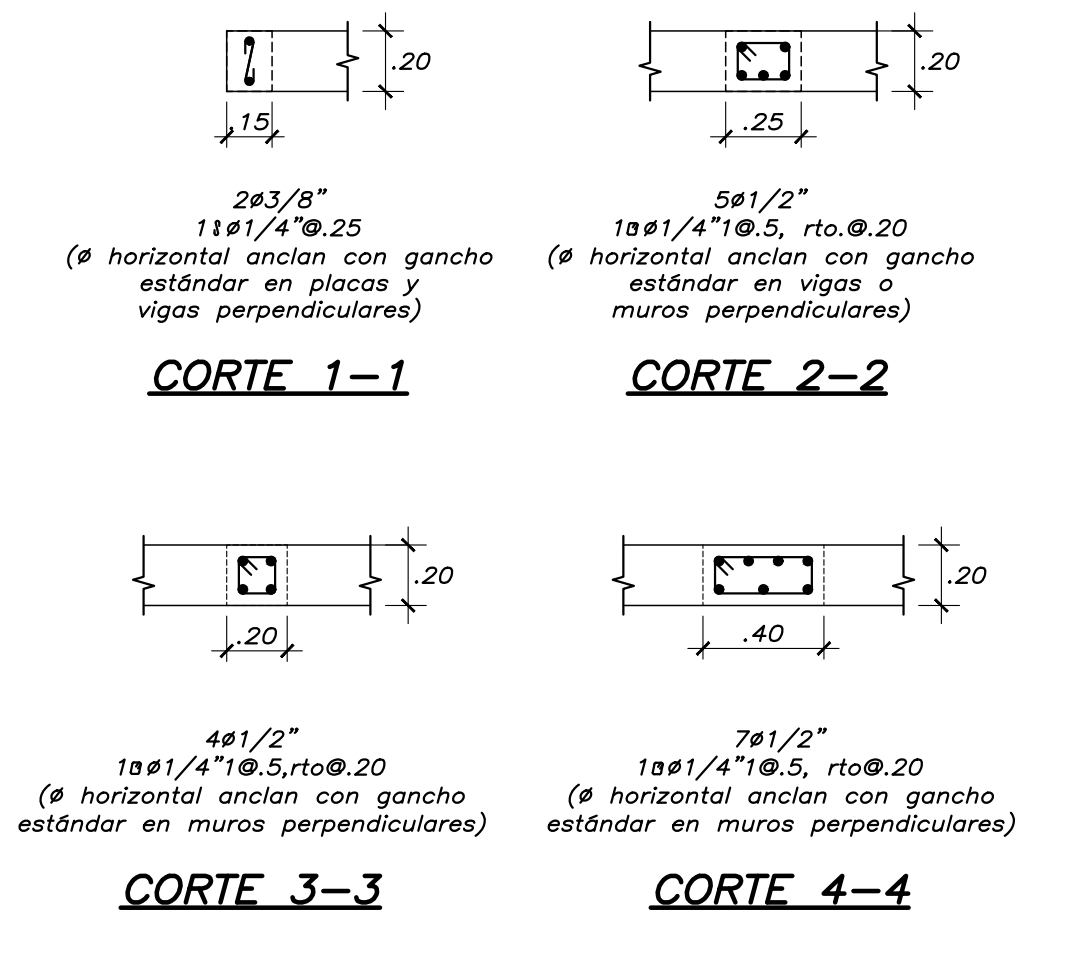
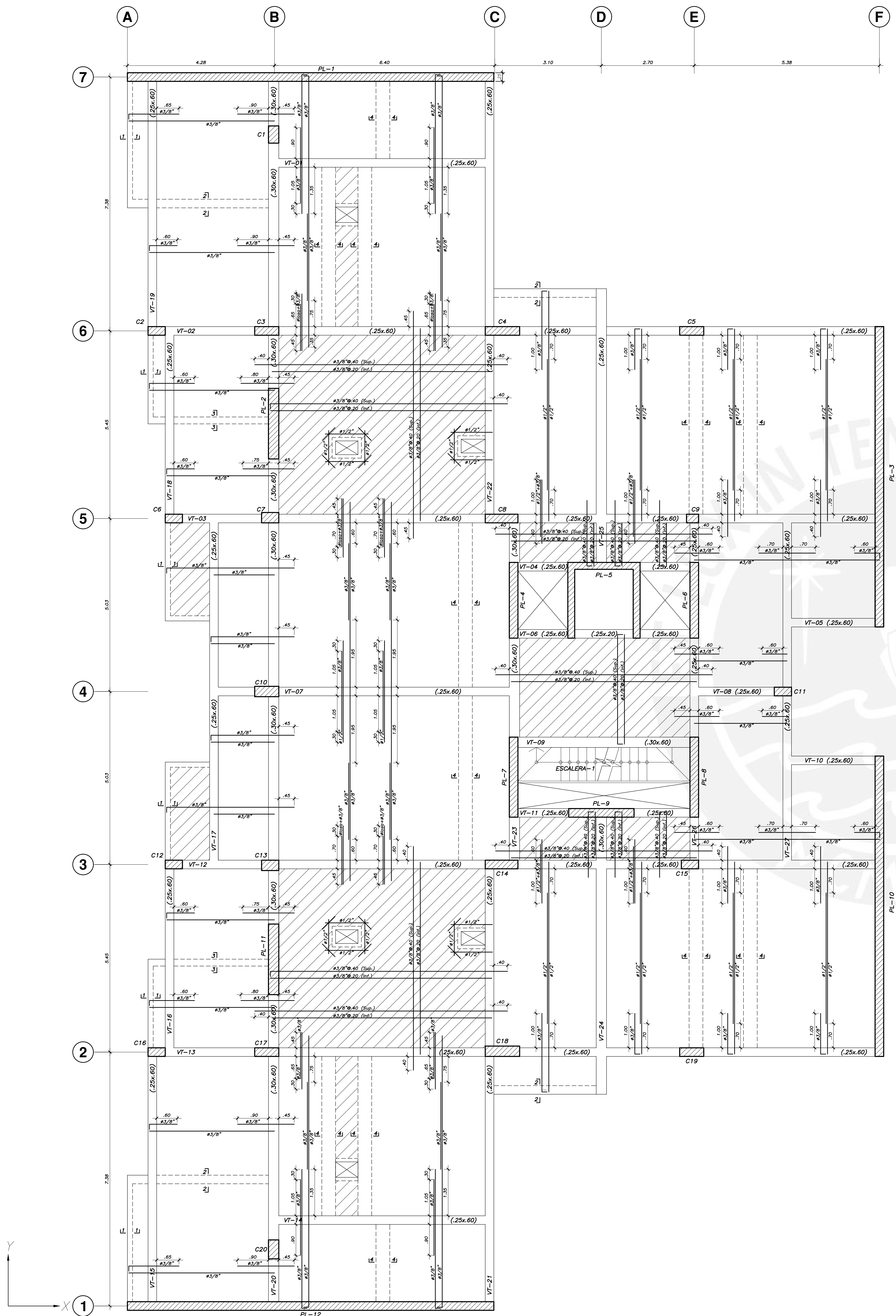


ALIGERADO h=20 mt.
ESC 1/10

ENCOFRADO 1° PISO
ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m²
NFP +3.35

LEYENDA	
[Hatched Box]	ALIGERADO h=.20
[Solid Box]	LOSA h=.20
[Dashed Line]	VIGA PERALTADA
[Dotted Line]	VIGA CHATA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS - SURCO	LAMINA N° :
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	E-08
DISEÑO Y DIBUJO :	PERCY APAZA GAMERO - PABLO CALERO GABRIEL	de 14
ASESOR :	RENZO NORIEGA BARRUETO	
PLANO :	ENCOFRADO 1° PISO Y DETALLES	
UBICACION :	SANTIAGO DE SURCO, LIMA	ESCALA : 1/50, 1/25
		FECHA : ABRIL 2023



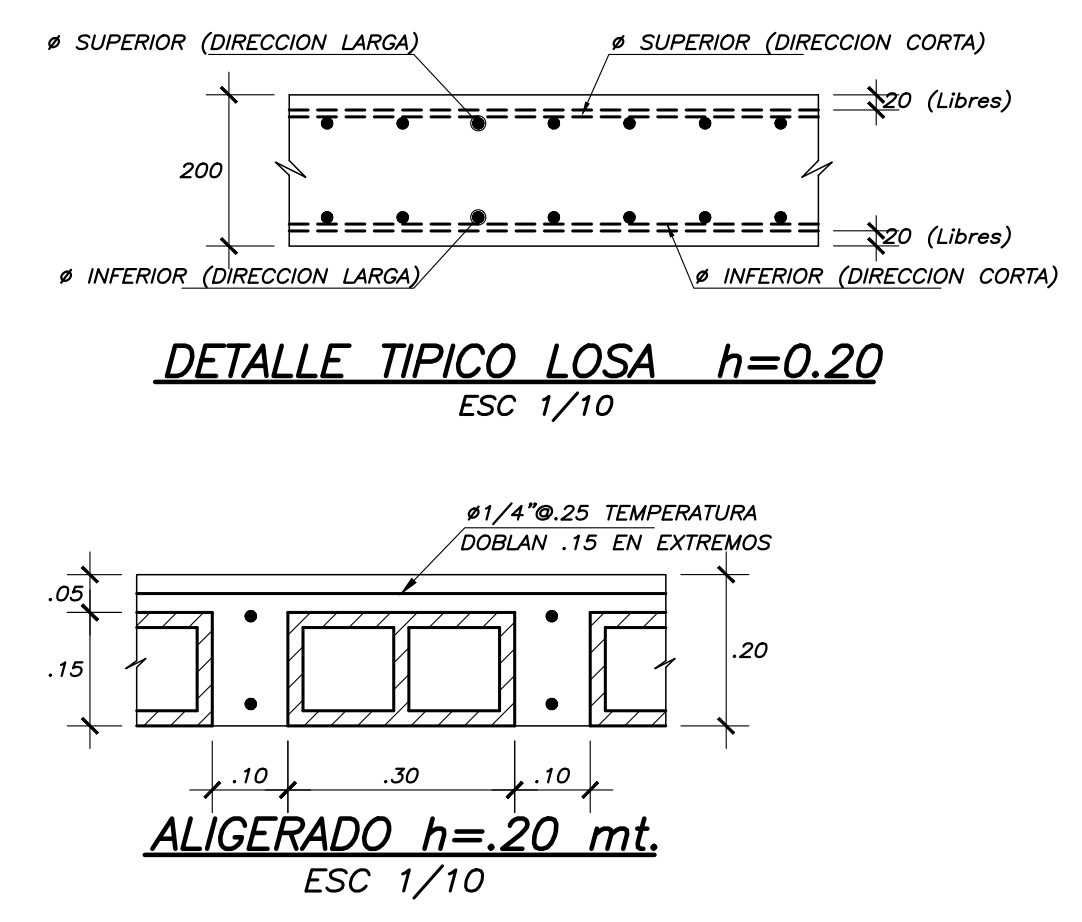
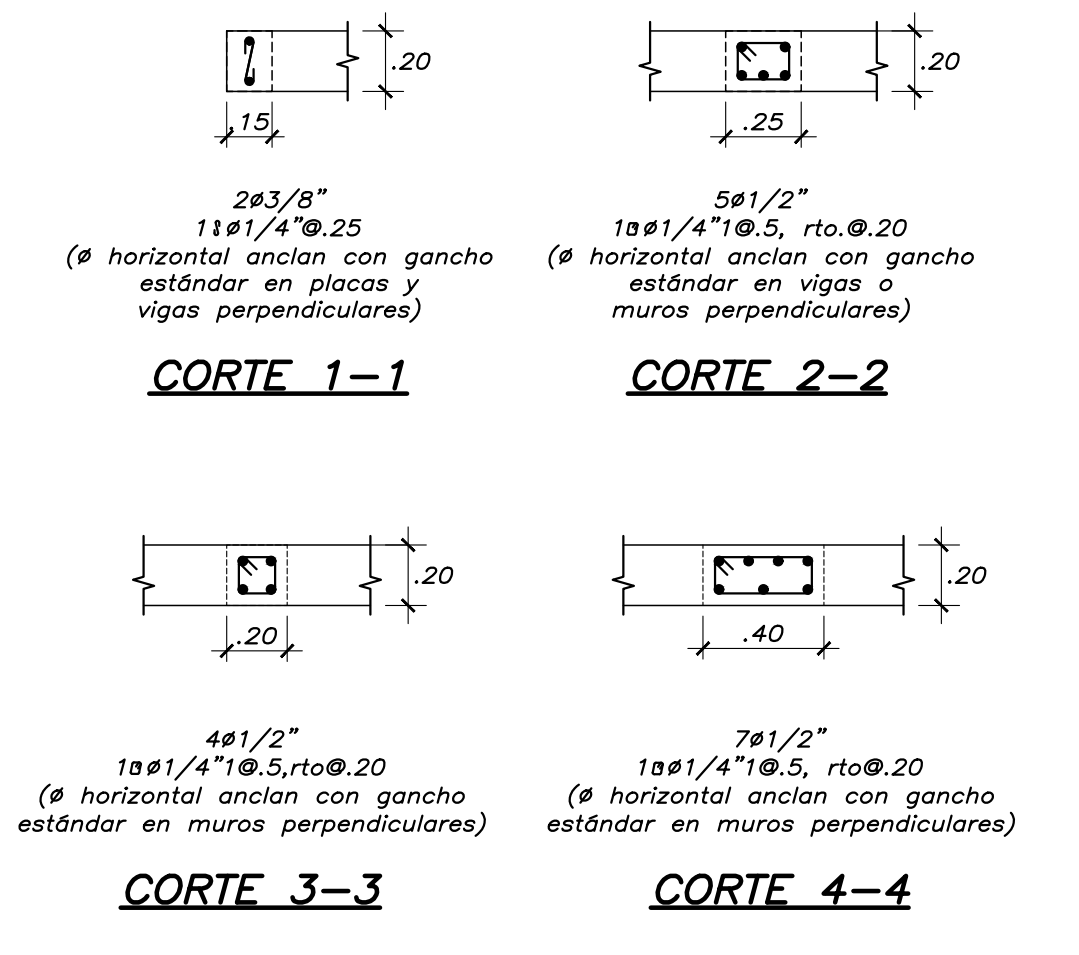
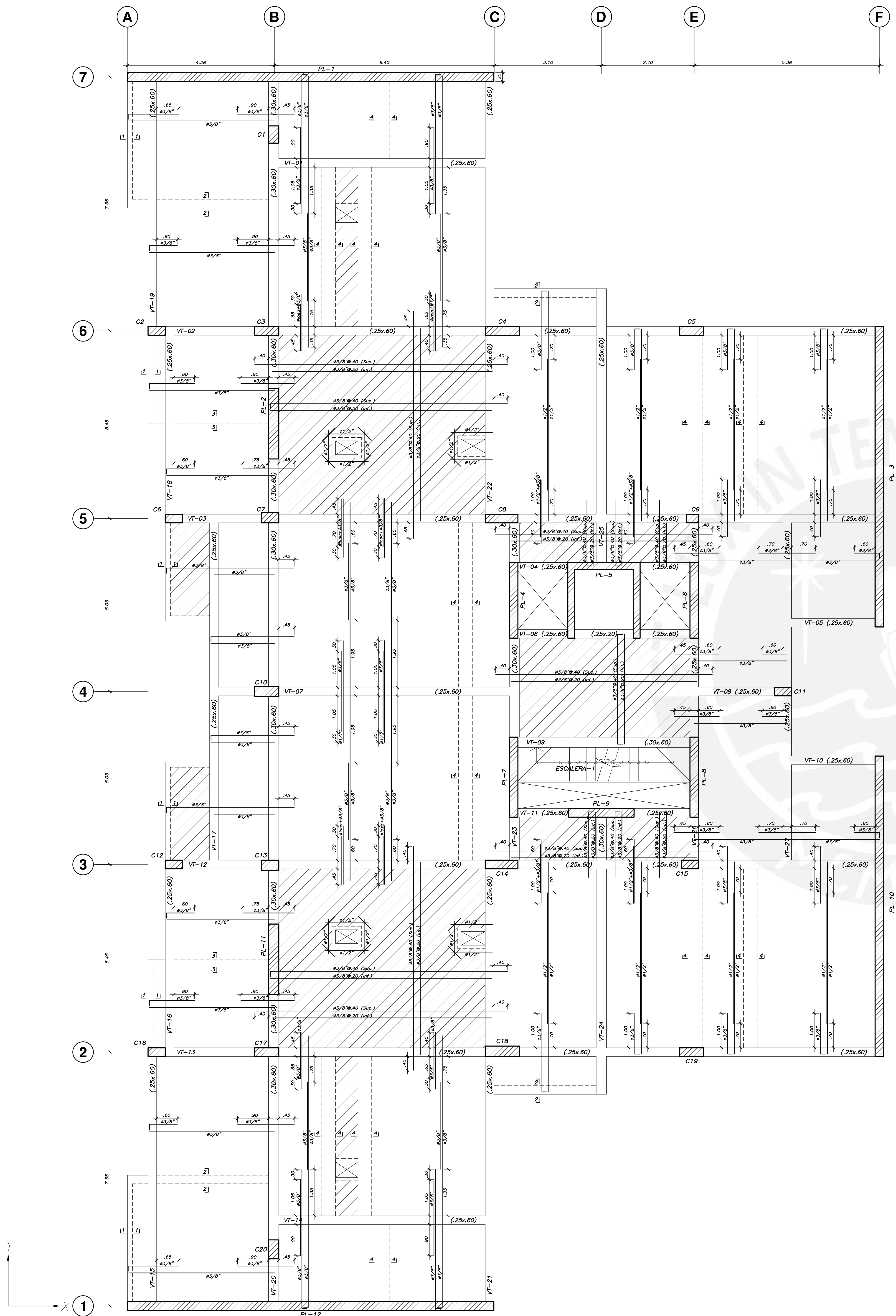
ENCOFRADO PISOS TÍPICOS
 ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 NFP +6.10
 NFP +8.85
 NFP +11.60
 NFP +14.35
 NFP +17.10
 NFP +19.85

LEYENDA

[Hatched Box]	ALIGERADO h=.20
[Solid Box]	LOSA h=.20
[Dashed Box]	VIGA PERALTADA
[Dotted Box]	VIGA CHATA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS - SURCO
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS
DISEÑO Y DIBUJO:	PERCY APAZA GAMERO - PABLO CALERO GABRIEL
ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO
PLANO :	ENCOFRADO PISO TIPICO Y DETALLES
UBICACION:	SANTIAGO DE SURCO, LIMA
ESCALA :	1/20, 1/25
FECHA :	ABRIL 2023

LAMINA N° :
E-09
 de 14



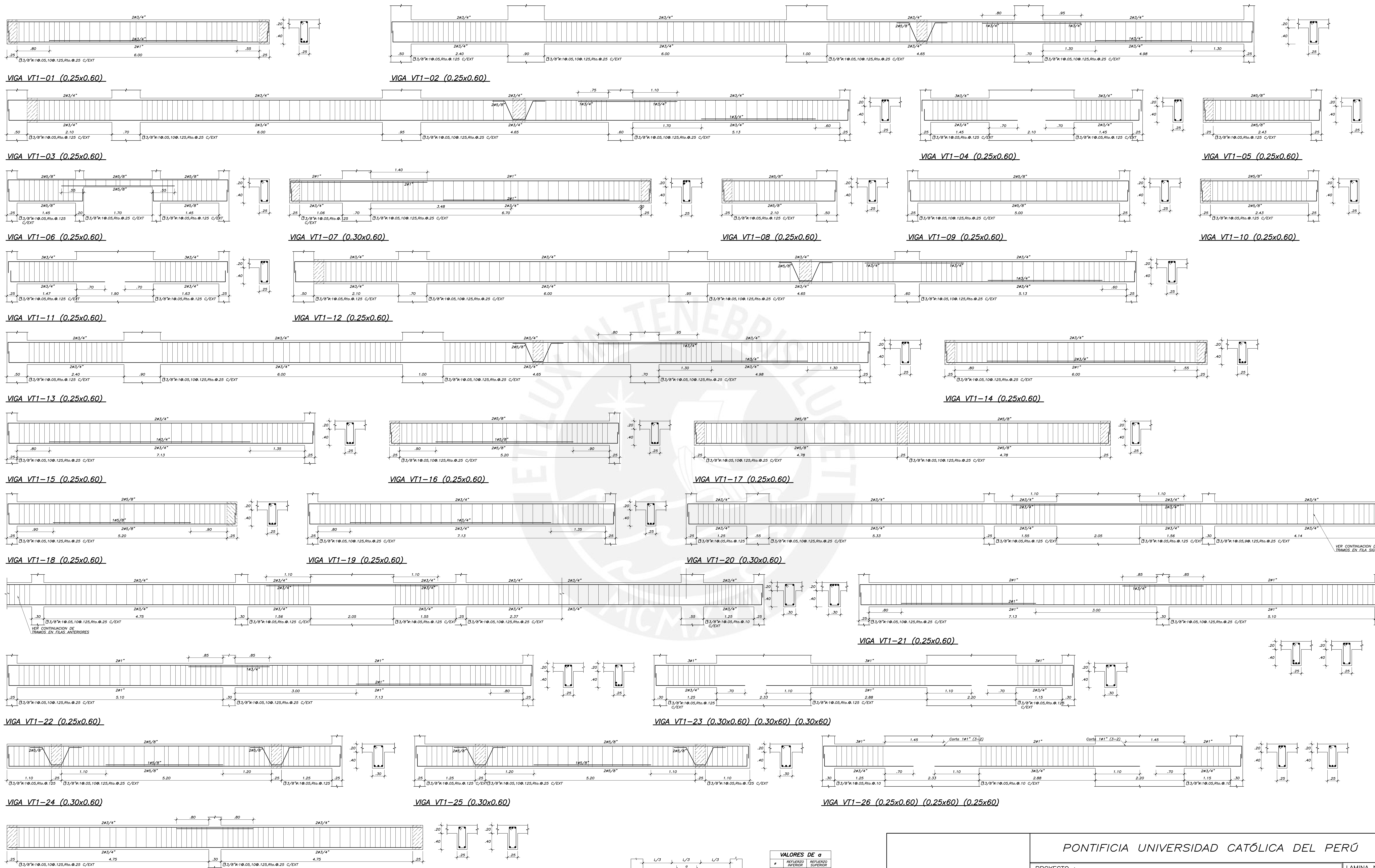
ENCOFRADO PISOS TÍPICOS
 ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 NFP +6.10
 NFP +8.85
 NFP +11.60
 NFP +14.35
 NFP +17.10
 NFP +19.85

LEYENDA

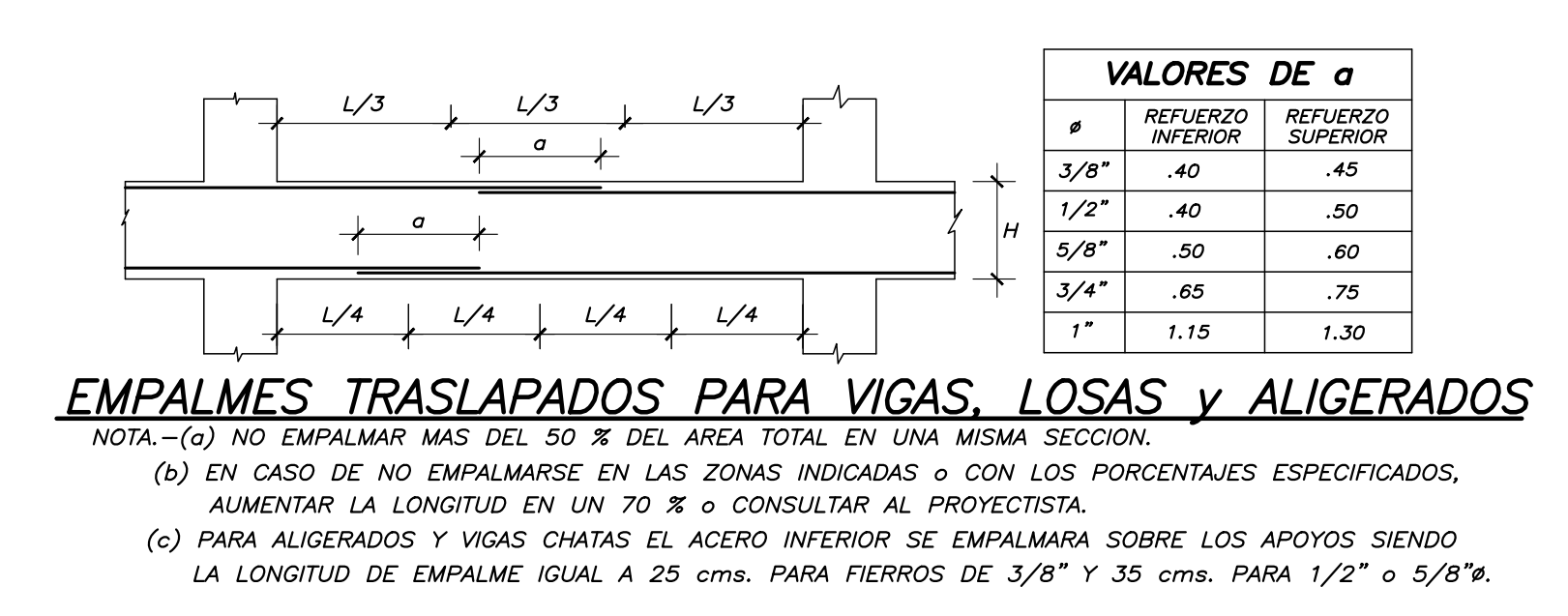
[Symbol]	ALIGERADO h=.20
[Symbol]	LOSA h=.20
[Symbol]	VIGA PERALTADA
[Symbol]	VIGA CHATA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS - SURCO
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS
DISEÑO Y DIBUJO:	PERCY APAZA GAMERO - PABLO CALERO GABRIEL
ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO
PLANO :	ENCOFRADO PISO TIPICO Y DETALLES
UBICACION:	SANTIAGO DE SURCO, LIMA
ESCALA :	1/50, 1/25
FECHA :	ABRIL, 2023

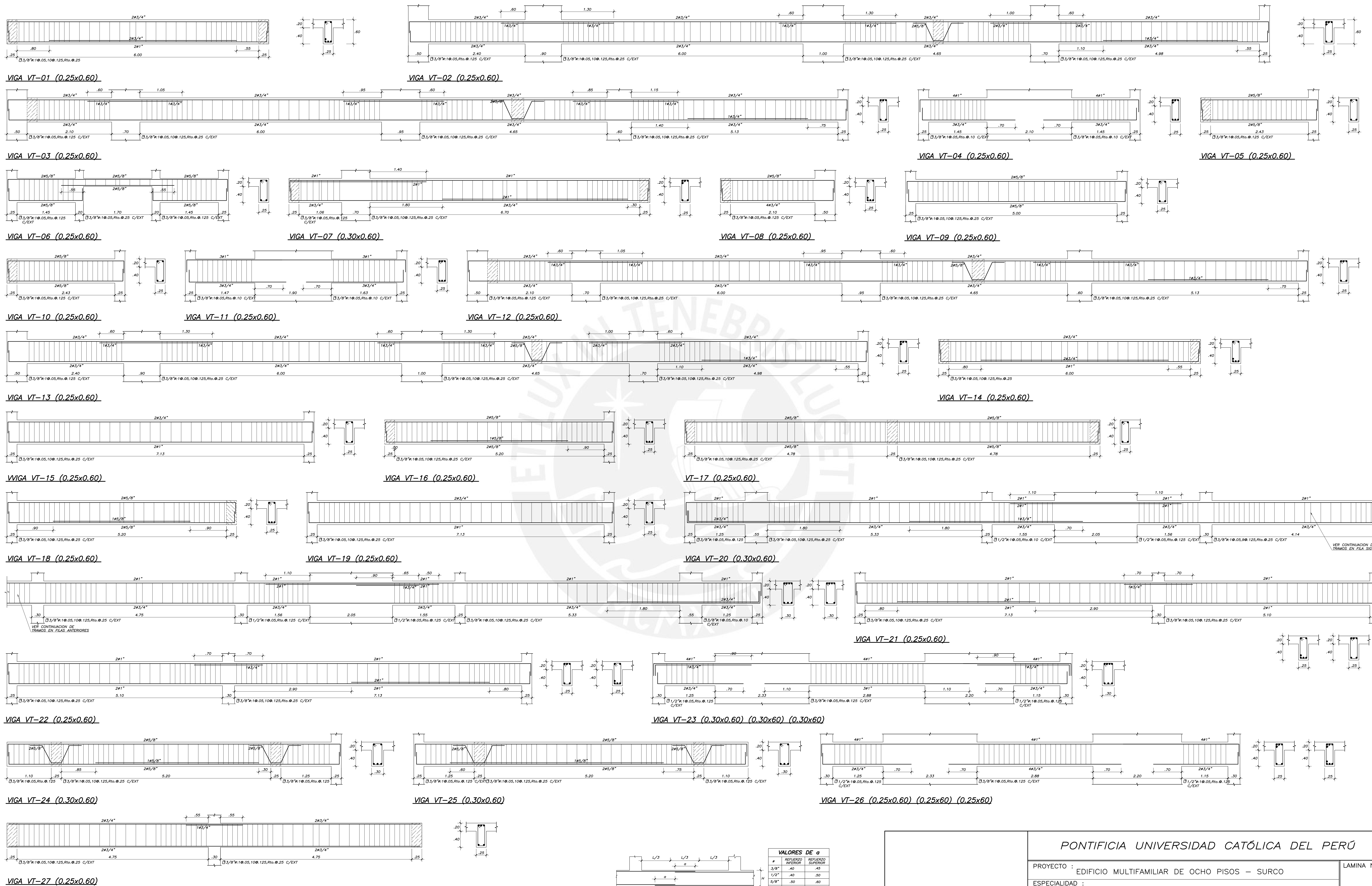
LAMINA N° :
E-09
 de 14



VIGA VT1-27 (0.25x0.60)



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS – SURCO	LAMINA N° :
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	E-12
DISEÑO Y DIBUJO:	PERCY APAZA GAMERO – PABLO CALERO GABRIEL	de 14
ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO	
PLANO :	VIGAS DESARROLLADAS I	
UBICACION:	SANTIAGO DE SURCO, LIMA	ESCALA :
		1/30
		FECHA :
		ABRIL 2023



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

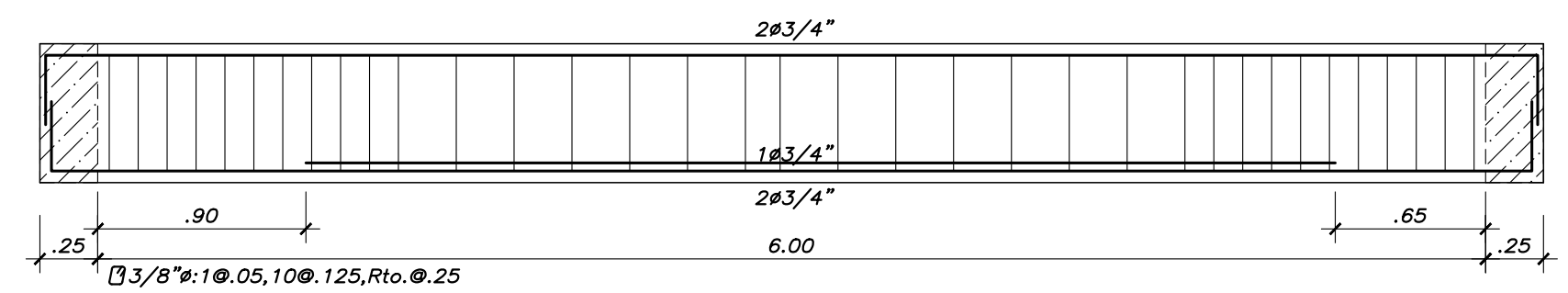
VALORES DE ϕ

ϕ	REFERENCIO INFERIOR	REFERENCIO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

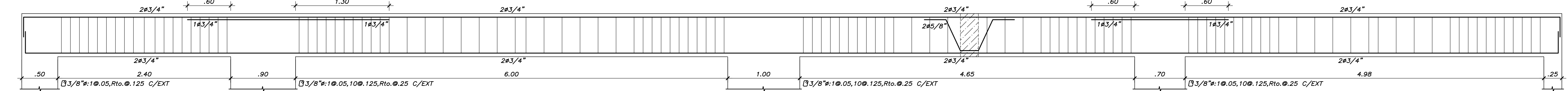
NOTA: (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70% o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APYDOS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

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

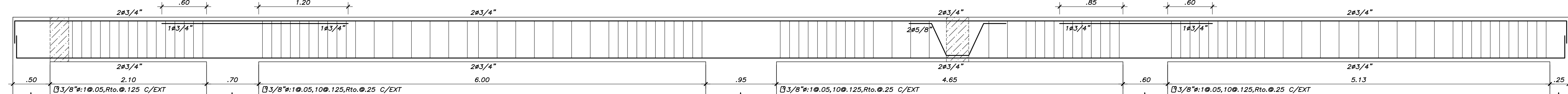
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS – SURCO	LAMINA N° :	E-13
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		de 14
DISEÑO Y DIBUJO:	PERCY APAZA GAMERO – PABLO CALERO GABRIEL		
ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO		
PLANO :	VIGAS DESARROLLADAS II		
UBICACION:	SANTIAGO DE SURCO, LIMA	ESCALA :	1/30
		FECHA :	ABRIL 2023



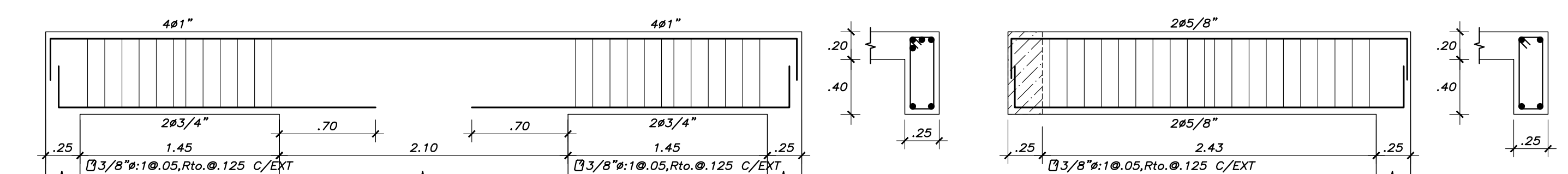
VIGA VT8-01 (0.25x0.60)



VIGA VT8-02 (0.25x0.60)

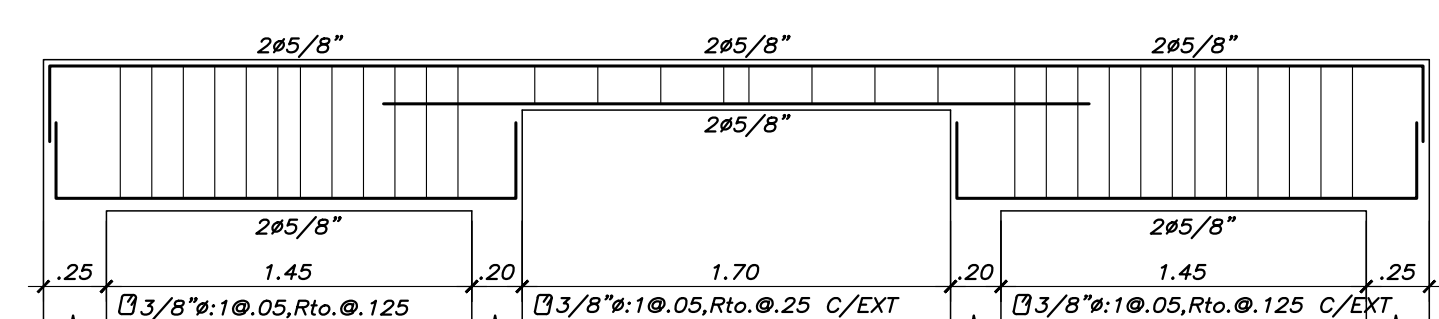


VIGA VT8-03 (0.25x0.60)

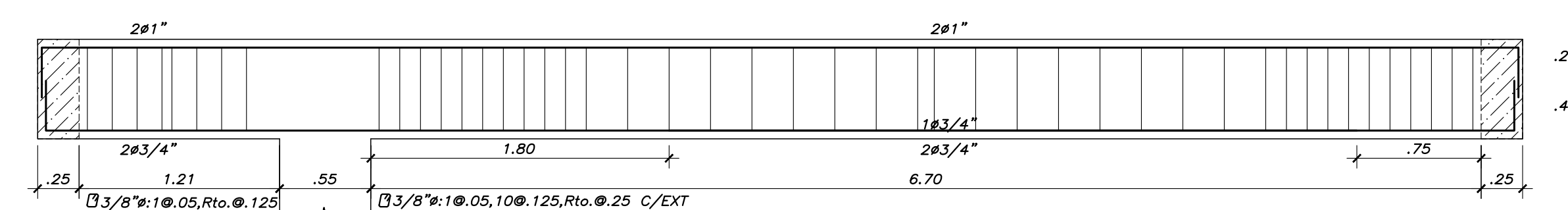


VIGA VT8-04 (0.25x0.60)

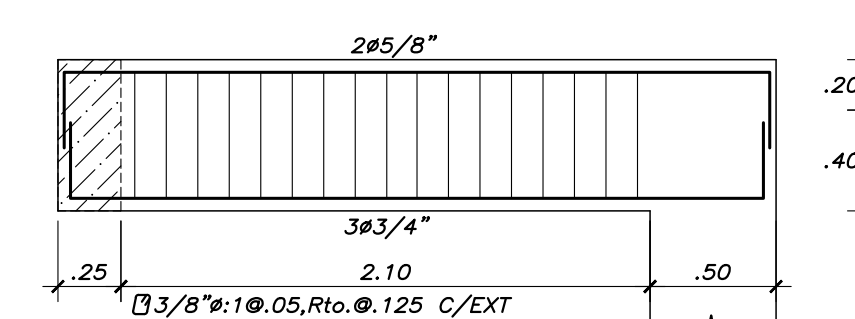
VIGA VT8-05 (0.25x0.60)



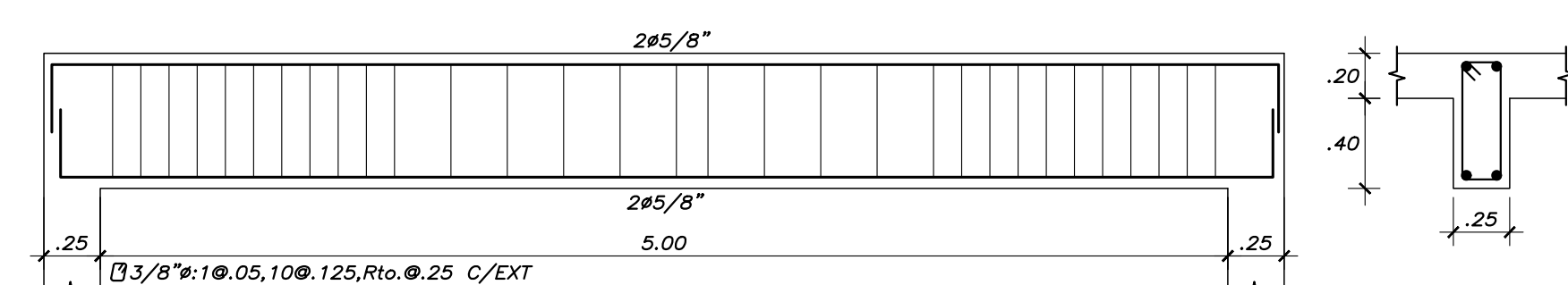
VIGA VT8-06 (0.25x0.60)



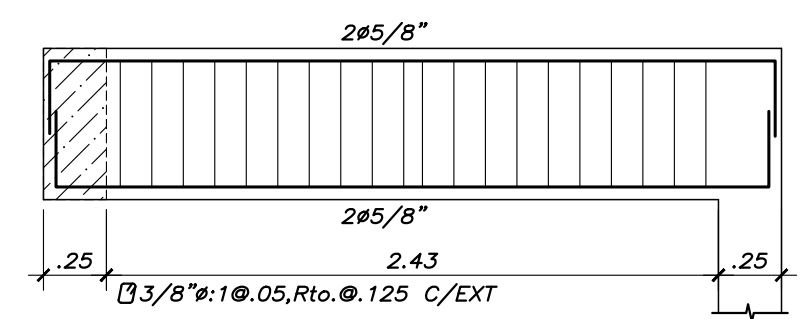
VIGA VT8-07 (0.30x0.60)



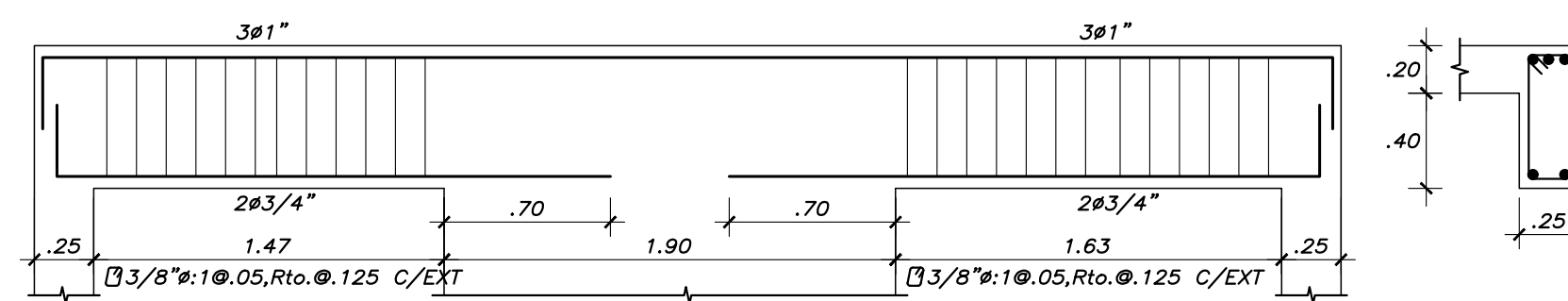
VIGA VT8-08 (0.25x0.60)



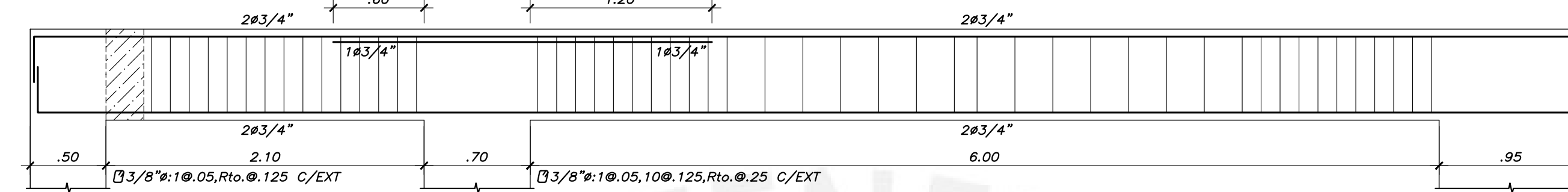
VIGA VT8-09 (0.25x0.60)



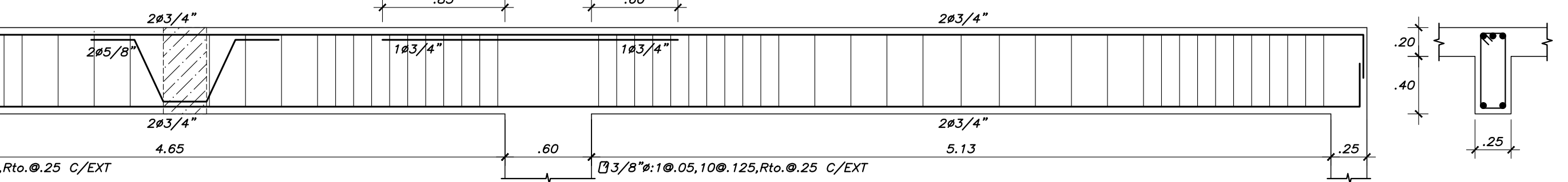
VIGA VT8-10 (0.25x0.60)



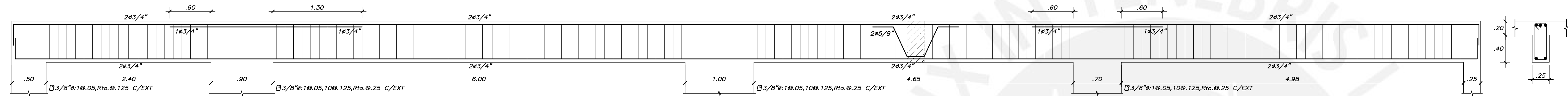
VIGA VT8-11 (0.25x0.60)



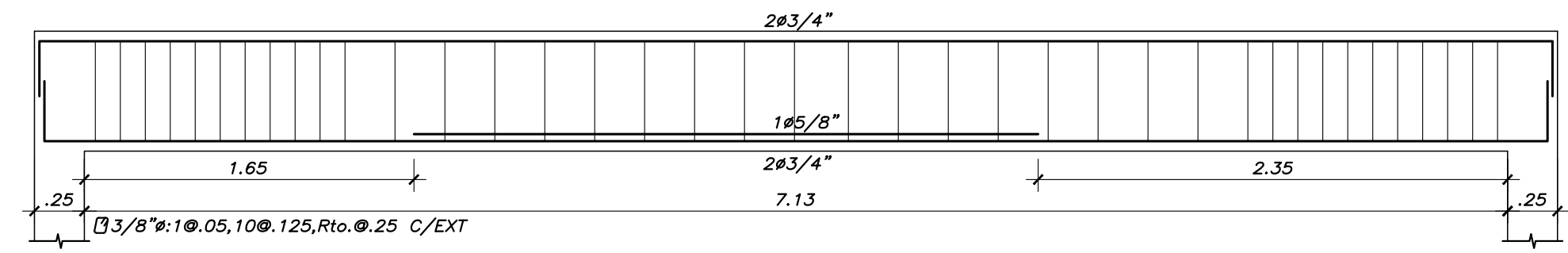
VIGA VT8-12 (0.25x0.60)



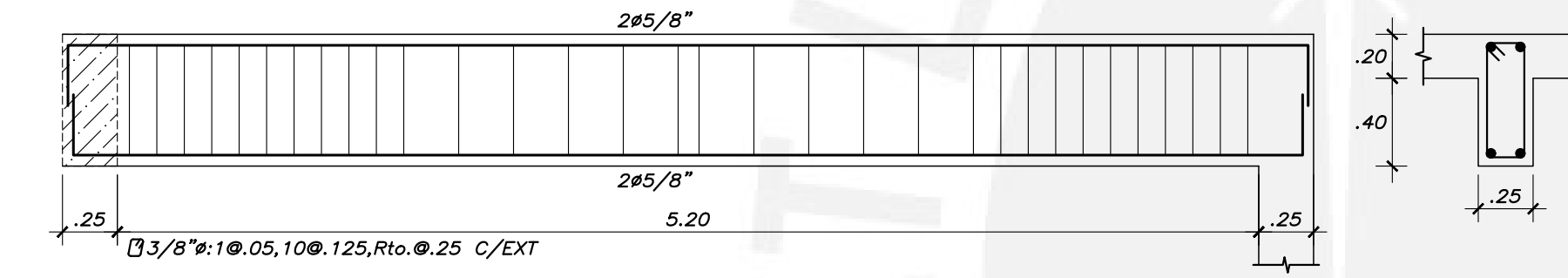
VIGA VT8-14 (0.25x0.60)



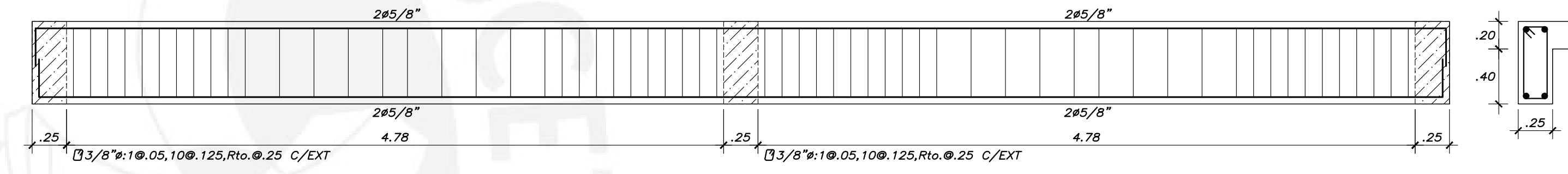
VIGA VT8-13 (0.25x0.60)



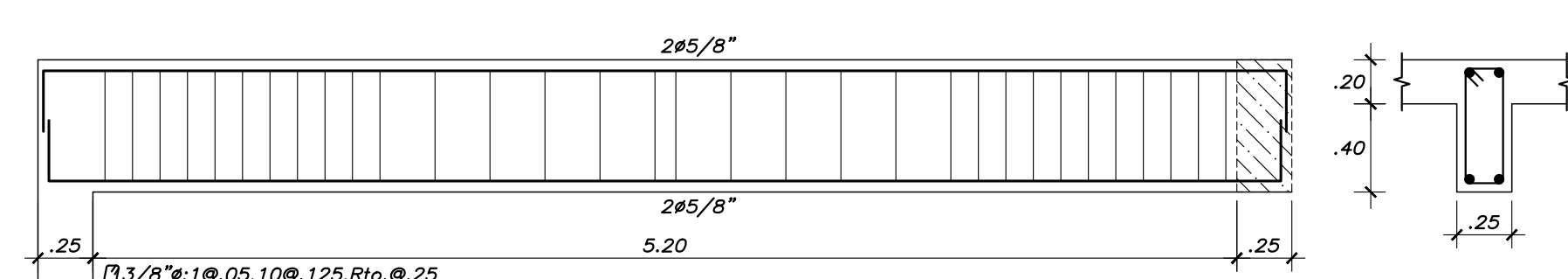
VIGA VT8-15 (0.25x0.60)



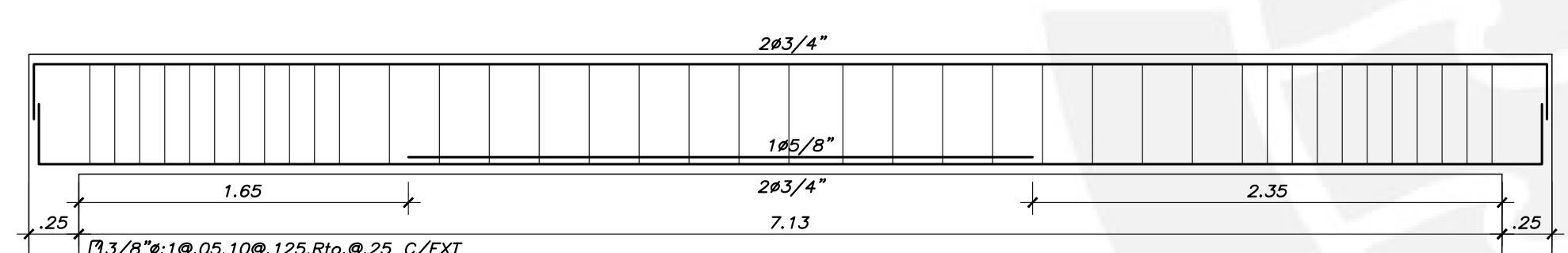
VIGA VT8-16 (0.25x0.60)



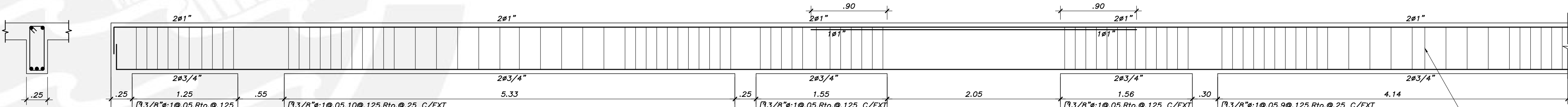
VIGA VT8-17 (0.25x0.60)



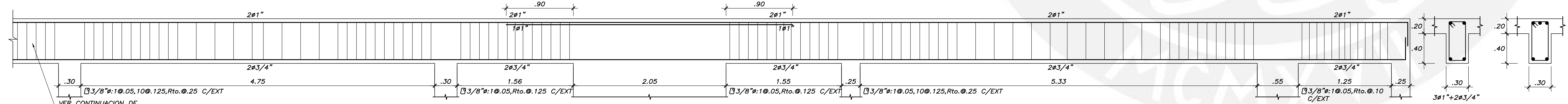
VIGA VT8-18 (0.25x0.60)



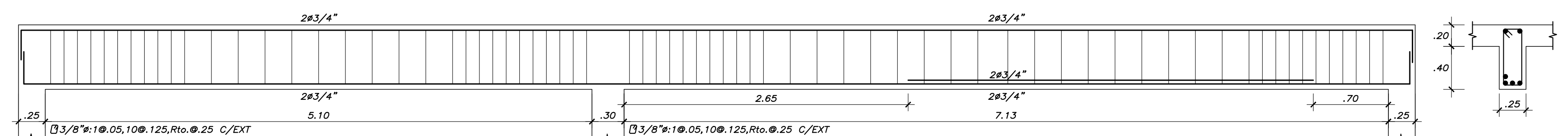
VIGA VT8-19 (0.25x0.60)



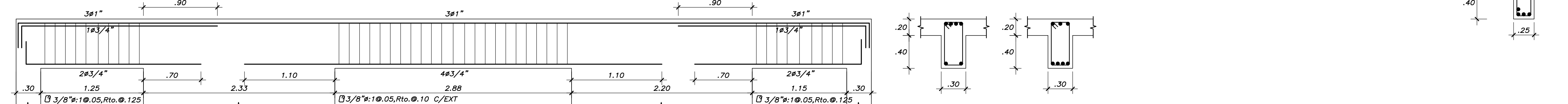
VIGA VT8-20 (0.30x0.60)



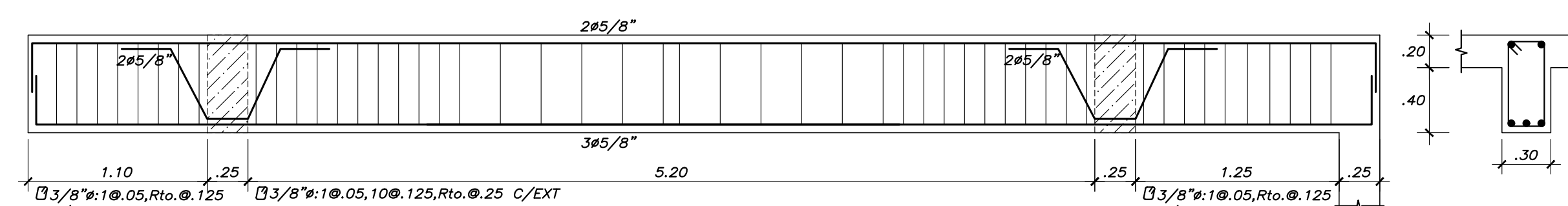
VIGA VT8-21 (0.25x0.60)



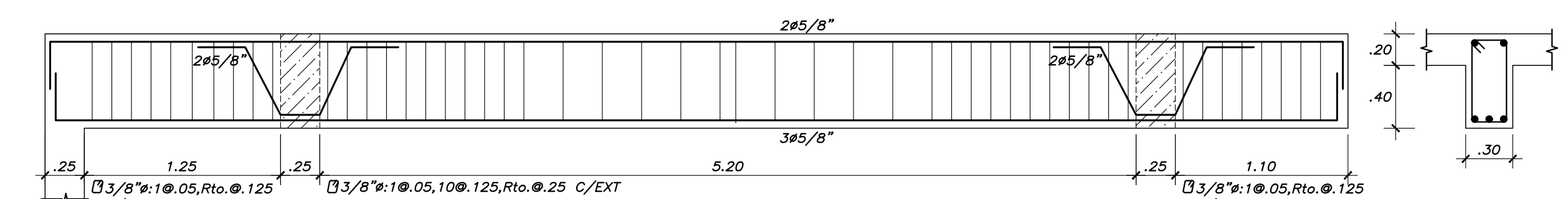
VIGA VT8-22 (0.25x0.60)



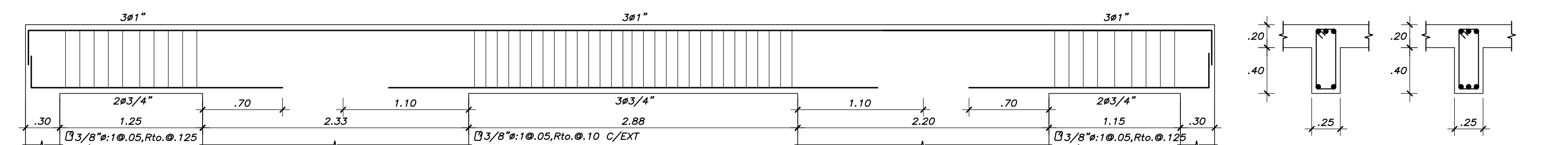
VIGA VT8-23 (0.30x0.60) (0.30x60) (0.30x60)



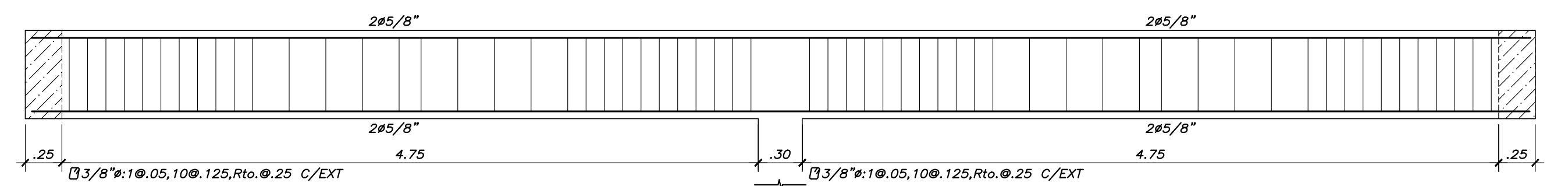
VIGA VT8-24 (0.30x0.60)



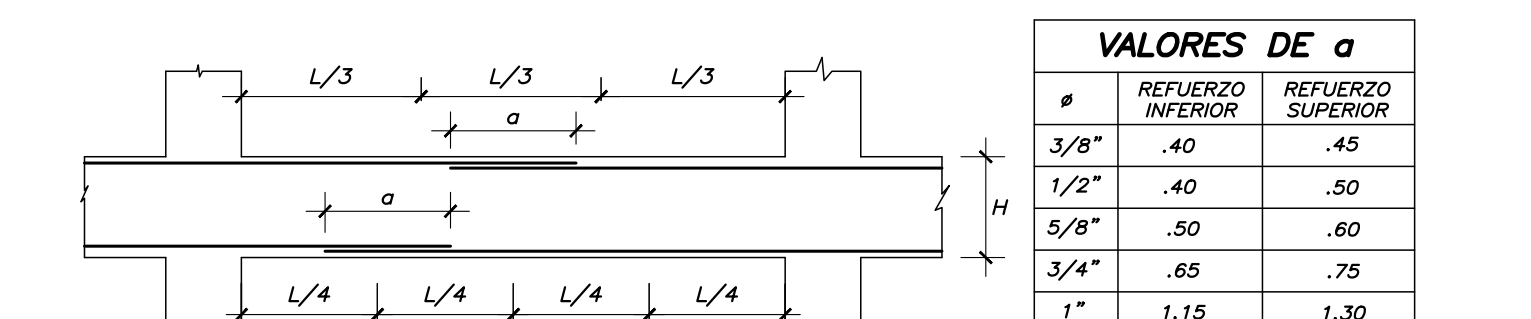
VIGA VT8-25 (0.30x0.60)



VIGA VT8-26 (0.25x0.60) (0.25x60) (0.25x60)



VIGA VT8-27 (0.25x0.60)



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA: (a) NO EMPALMAR MÁS DEL 50 % DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
 (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 APYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cm. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cm. PARA 1/2" o 5/8".

VALORES DE ϕ		
ϕ	REFERENCIO INFERIOR	REFERENCIO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS – SURCO	LAMINA N° :	E-14
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		de 14
DISEÑO Y DIBUJO:	PERCY APAZA GAMERO – PABLO CALERO GABRIEL		
ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO		
PLANO :	VIGAS DESARROLLADAS III		
UBICACION:	SANTIAGO DE SURCO, LIMA	ESCALA :	1/30
		FECHA :	ABRIL 2023