

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN
EDIFICIO DE CINCO PISOS Y UN SÓTANO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Pedro Jesus Quispe Cartolin

ASESOR:

Juan Alejandro Muñoz Pelaez

Lima, Junio, 2024

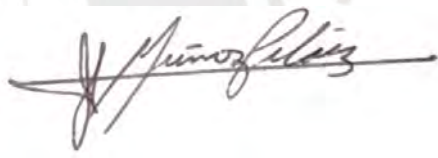
Informe de Similitud

Yo, Juan Alejandro Muñoz Pelaez, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado Diseño sismorresistente en concreto armado de un edificio de 5 pisos y 1 sótano del autor Pedro Jesus Quispe Cartolin.

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 19%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 25/03/2024.
- 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, 28 de junio de 2024

Apellidos y nombres del asesor:	Muñoz Pelaez, Juan Alejandro
DNI : 09857570	
ORCID: 0000-0002-3719-4721	

RESUMEN

La siguiente tesis tuvo como objetivo desarrollar el análisis y diseño en concreto armado de un edificio de 5 pisos y 1 sótano ubicado en el distrito de San Isidro, departamento de Lima. El edificio se estructuró con muros estructurales conectados por vigas. Para los techos se utilizaron losas aligeradas y losas macizas. El diseño se realizó para elementos de concreto armado con $f'_c=210$ kg/cm² y acero de grado 60 (4200 kg/cm²). El edificio está cimentado sobre un estrato de arena gravosa mal graduada (SP) con una capacidad portante de 23 ton/m².

El análisis y diseño de esta edificación se realizó siguiendo el reglamento nacional de edificaciones. Se obtuvo los períodos fundamentales del edificio. En el eje X, el periodo fundamental es de 0.39 seg., y en el eje Y es de 0.33 seg. Los desplazamientos máximos inelásticos en los ejes X e Y fueron 4.73 cm y 3.38 cm, respectivamente. Las derivas máximas inelásticas en los ejes X e Y fueron de 4.25 % y 2.85 %, respectivamente.

Se aplicó la metodología de diseño por resistencia para elementos sometidos a cargas de gravedad y la metodología de diseño por capacidad para elementos con responsabilidad sísmica. El diseño de elementos estructurales se realizó por esfuerzos últimos de flexión, corte, tracción y compresión, de acuerdo a la norma E.060.

Finalmente, se concluye que se obtuvo que los criterios utilizados en la estructuración son adecuados en términos de funcionalidad y rigidez. Además, el dimensionamiento de los elementos estructurales resulta adecuado debido a que genera un armado óptimo con cuantías mínimas sin generar congestamiento de acero en los nudos.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios que en su grandeza ha permitido el desarrollo de esta tesis.

A mis padres, quienes me apoyaron durante toda mi formación académica y me dieron la fortaleza de seguir adelante a pesar de las diversas adversidades.

A mis amigos más cercanos, que siempre me apoyaron y me impulsaron a ser cada día una mejor versión de mí.

A Breith de la Cruz, con quien compartí toda la compleja trayectoria de la elaboración de esta tesis.

A mis profesores, quienes me guiaron para poder alcanzar los conocimientos que ahora se convierten en mi fortaleza más grande.

A los amigos que hice en la universidad y a todos los compañeros de aulas con quienes compartí la grandiosa experiencia de haber estudiado en la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Tabla de contenidos

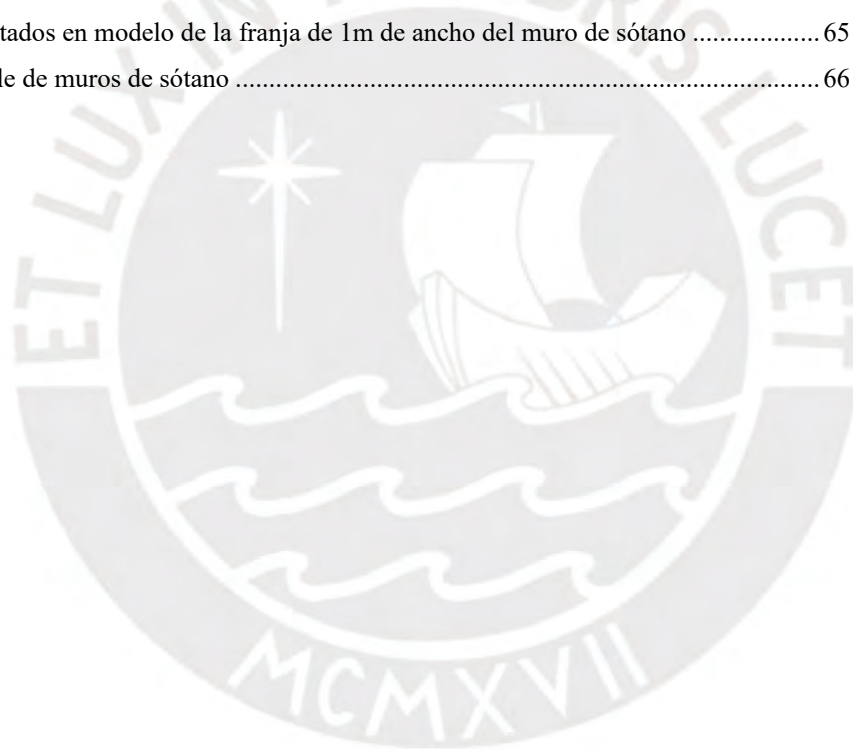
1. CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO	1
1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	1
1.3 NORMAS.....	5
2. CAPITULO II: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	6
2.1 ESTRUCTURACIÓN	6
2.1.1 Estructuración de losas	6
2.1.2 Estructuración de vigas chatas	6
2.1.3 Estructuración de escaleras	7
2.1.4 Estructuración de vigas	7
2.1.5 Estructuración de columnas	7
2.1.6 Estructuración de muros estructurales	7
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO	9
2.2.1 Predimensionamiento de losas	9
2.2.2 Predimensionamiento de vigas	10
2.2.3 Predimensionamiento de columnas.....	10
2.2.4 Predimensionamiento de muros estructurales.....	11
3. CAPITULO III: CARGAS DE GRAVEDAD Y MODELO ESTRUCTURAL.....	12
3.1 CARGAS	12
3.1.1 Cargas de gravedad.....	12
3.2 MODELO ESTRUCTURAL	13
4. CAPITULO IV: Análisis sísmico	15
4.1 CARGAS SÍSMICAS.....	15
4.1.1 Parámetros sísmicos.....	15
4.1.2 Análisis de irregularidades.....	15
4.2 PERÍODOS Y MASA PARTICIPANTE	17
4.3 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS	18
4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO.....	19
4.5 CORTANTE BASAL Y SISTEMA ESTRUCTURAL.....	19
4.5 JUNTA SÍSMICA	20
5. CAPITULO V: CRITERIOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	21
5.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO	21
5.2 DISEÑO POR FLEXIÓN.....	22
5.3 DISEÑO POR DEFLEXIONES Y FISURAMIENTO	23
5.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	24
5.5 DISEÑO POR CORTANTE.....	24

6. CAPITULO Vi: DISEÑO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN	26
6.1 DISEÑO DE LOSAS	26
6.1.1 Descripción del diseño de losas	26
6.1.2 Ejemplo de diseño de losa aligerada	27
6.1.3 Ejemplo de diseño de losa maciza	30
6.2 DISEÑO DE VIGAS	34
6.2.1 Descripción del diseño de vigas	34
6.2.2 Ejemplo de diseño de viga de gravedad	34
6.2.3 Ejemplo de diseño de viga sísmica	39
6.3 DISEÑO DE COLUMNAS	42
6.3.1 Descripción del diseño de columnas	42
6.3.2 Ejemplo de diseño de columna	43
6.4 DISEÑO DE PLACAS	47
6.4.1 Descripción del diseño de placas	47
6.4.2 Ejemplo de diseño de placa	48
6.5 DISEÑO DE CIMENTACIONES	56
6.5.1 Descripción del diseño de cimentación	56
6.5.2 Ejemplo de diseño de cimentación	56
6.5.3 Descripción del diseño de vigas de cimentación	63
6.5.4 Ejemplo de diseño de viga de cimentación	63
6.6 DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO	64
6.6.1 Descripción del diseño de muros de sótano	64
6.6.2 Ejemplo de diseño de muros de sótano	65
7. CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	68
7.1 CONCLUSIONES	68
7.2 RECOMENDACIONES	70
BIBLIOGRAFÍA	71

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Planta arquitectónica de sótano	2
Figura 2 Planta arquitectónica de primer piso	3
Figura 3 Planta arquitectónica de piso típico	4
Figura 4 Elevación frontal del edificio	5
Figura 5 Estructuración de piso típico	8
Figura 6 Modelo estructural en ETABS	13
Figura 7 Cargas muertas en el pórtico estructural en ETABS	14
Figura 8 Espectro de análisis	17
Figura 9 Modelo estructural de losa típica.....	26
Figura 10 Diagrama de cargas últimas de momento flector en aligerados	27
Figura 11 Diagrama de cargas últimas de fuerza cortante en aligerados.....	27
Figura 12 Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en sentido X e Y.....	30
Figura 13 Diagrama de momento flector por cargas últimas en sentido X e Y	30
Figura 14 Armado de acero de losa aligerada y maciza	33
Figura 15 Envoltente de solicitaciones por fuerza cortante y momento flector en viga	34
Figura 16 Secciones de diseño de viga de gravedad.....	35
Figura 17 Desarrollo de viga VT-102.....	39
Figura 18 Envoltente de solicitaciones por fuerza cortante y momento flector en viga	39
Figura 19 Secciones de diseño de viga sísmica	40
Figura 20 Desarrollo de VT-105.....	42
Figura 21 Modelo de columna C-02.....	43
Figura 22 Superficie de interacción de la columna C-02.....	44
Figura 23 Diagrama de interacción con solicitaciones últimas – sentido X	45
Figura 24 Diagrama de interacción con solicitaciones últimas – sentido Y	45
Figura 25 Diagrama de flexión biaxial por cargas de sismo en X ($P_u = 91.24$ ton)	45
Figura 26 Diagrama de flexión biaxial por cargas de sismo en Y ($P_u = 91.62$ ton)	46
Figura 27 Modelo de placa PL-02	48
Figura 28 Superficie de interacción de la placa PL- 02	49
Figura 29 Diagrama de interacción con solicitaciones últimas – sentido X	50
Figura 30 Diagrama de interacción con solicitaciones últimas – sentido Y	51
Figura 31 Diagrama de flexión biaxial por cargas de sismo en X ($P_u = 262.83$ ton).....	51
Figura 32 Diagrama de flexión biaxial por cargas de sismo en Y ($P_u = 249.19$ ton).....	51
Figura 33 Calculo de la curvatura de capacidad de la placa PL-02. Eje X.....	52

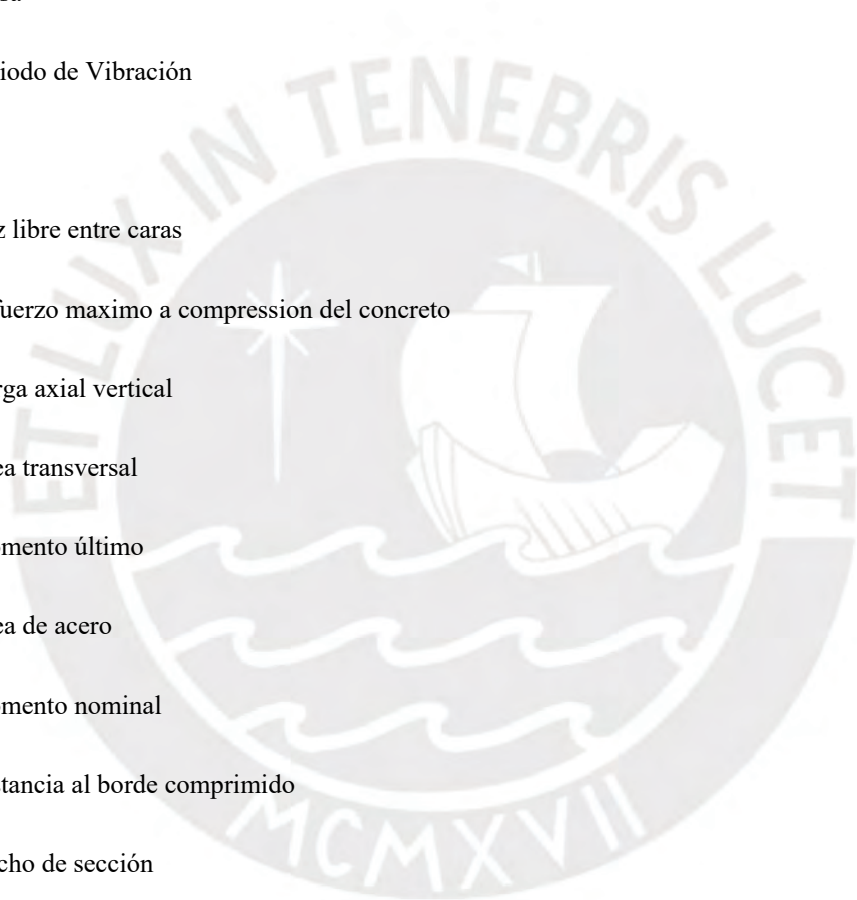
Figura 34	Calculo de la curvatura de capacidad de la placa PL-02. Eje Y	53
Figura 35	Placa PL-02	55
Figura 36	Esfuerzos por cargas de gravedad	56
Figura 37	Esfuerzos por carga sísmica en X.....	57
Figura 38	Esfuerzos por carga sísmica en Y.....	57
Figura 39	Envolvente de esfuerzos últimos	58
Figura 40	Fuerzas cortantes en la cimentación en eje X.....	59
Figura 41	Fuerzas cortantes en la cimentación en eje Y	59
Figura 42	Diagrama de momentos flectores en X	60
Figura 43	Diagrama de momentos flectores en Y	61
Figura 44	Planta de cimentación	62
Figura 45	Envolvente de momentos flectores y fuerzas cortantes de viga VC-101.....	63
Figura 46	Desarrollo de viga VC-101.....	64
Figura 47	Resultados en modelo de la franja de 1m de ancho del muro de sótano	65
Figura 48	Detalle de muros de sótano	66



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Predimensionamiento de losas aligeradas.....	9
Tabla 2 Resultados de metrado de cargas de las columnas.....	10
Tabla 3 Parámetros sísmicos	11
Tabla 4 Cargas unitarias	13
Tabla 5 Análisis de irregularidad en altura.....	16
Tabla 6 Análisis de irregularidad en planta	16
Tabla 7 Períodos y ratios de masa participante en sentido X e Y	17
Tabla 8 Resultados de desplazamientos y derivas en X.....	18
Tabla 9 Resultados de desplazamientos y derivas en Y.....	18
Tabla 10 Distribución de fuerzas cortantes en cada piso	19
Tabla 11 Corte basal y factores de amplificación.....	19
Tabla 12 Porcentaje de cortante basal asumida por muros y columnas	20
Tabla 13 Cargas en columna C-02.....	44
Tabla 14 Combinación de cargas en la columna C-02.....	44
Tabla 15 Cargas en placa PL-02	49
Tabla 16 Combinación de cargas en la placa PL-02.....	50

LISTA DE SÍMBOLOS



k	= Rigidez
m	= Masa
T	= Periodo de Vibración
π	= Pi
L	= Luz libre entre caras
$F'c$	= Esfuerzo maximo a compresion del concreto
P	= Carga axial vertical
A	= Área transversal
Mu	= Momento último
As	= Área de acero
Mn	= Momento nominal
d	= Distancia al borde comprimido
b	= Ancho de sección
h	= Peralte de sección

1.CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

En el Perú, para el segundo trimestre del año 2022 la población económicamente activa comparada con el trimestre del año anterior aumentó en 7,0%, que equivale a 356 mil 100 personas (INEI, 2022). Debido a ello, la demanda habitacional se ha incrementado.

En adición, el alto grado de sismicidad del territorio peruano genera un gran peligro sísmico. Por ello, las construcciones deben cumplir con un adecuado análisis y diseño estructural, que garantice un óptimo comportamiento de la estructura, así como la seguridad del usuario.

La presente tesis, tiene un carácter aplicativo; y tiene como objetivo desarrollar los procesos de estructuración y pre dimensionamiento, análisis estructural y culmina con la etapa de diseño y elaboración de planos estructurales, indicando los detalles necesarios para la etapa de ejecución.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El edificio está ubicado en el distrito de San Isidro, cerca de diversos centros comerciales. Éste es un edificio dedicado a hotelería y restaurante. El edificio consta de un sótano dedicado a gym, un primer piso para recepción y restaurante, y cuartos de hospedaje en los siguientes pisos. Al lado del edificio se brinda suficiente espacio destinado para estacionamiento. En las figuras 1 a 4 se muestra algunas plantas arquitectónicas y elevación frontal del edificio.

El suelo de cimentación está constituido por arena mal graduada (SP) medianamente compacta con una capacidad portante admisible de 23 ton/m² y una profundidad de cimentación de 1.00 m por debajo del sótano. El suelo no presenta componentes agresivos para el concreto (sulfatos, sales, etc.).

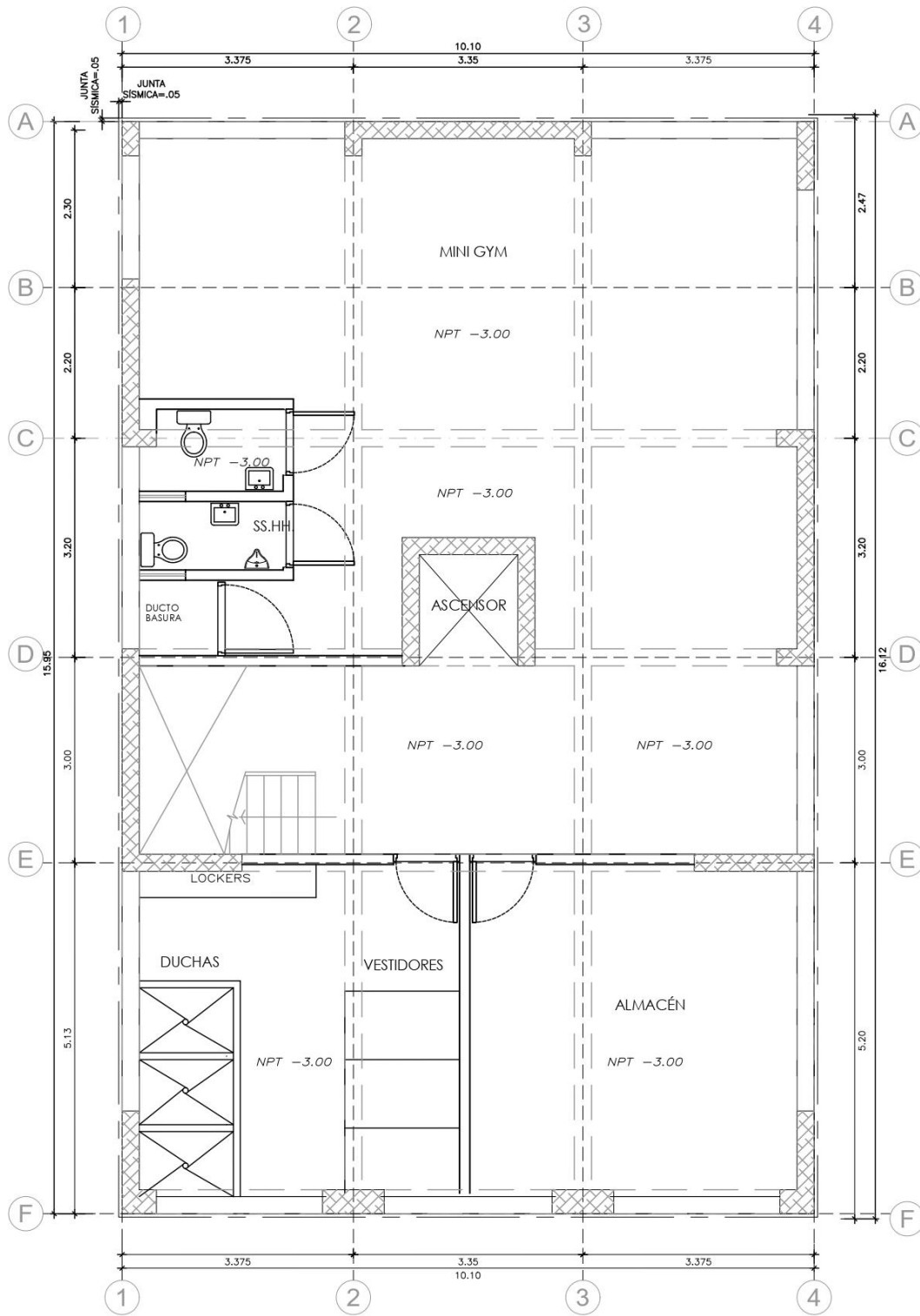


Figura 1. Planta arquitectónica de sótano. Fuente: Propia.

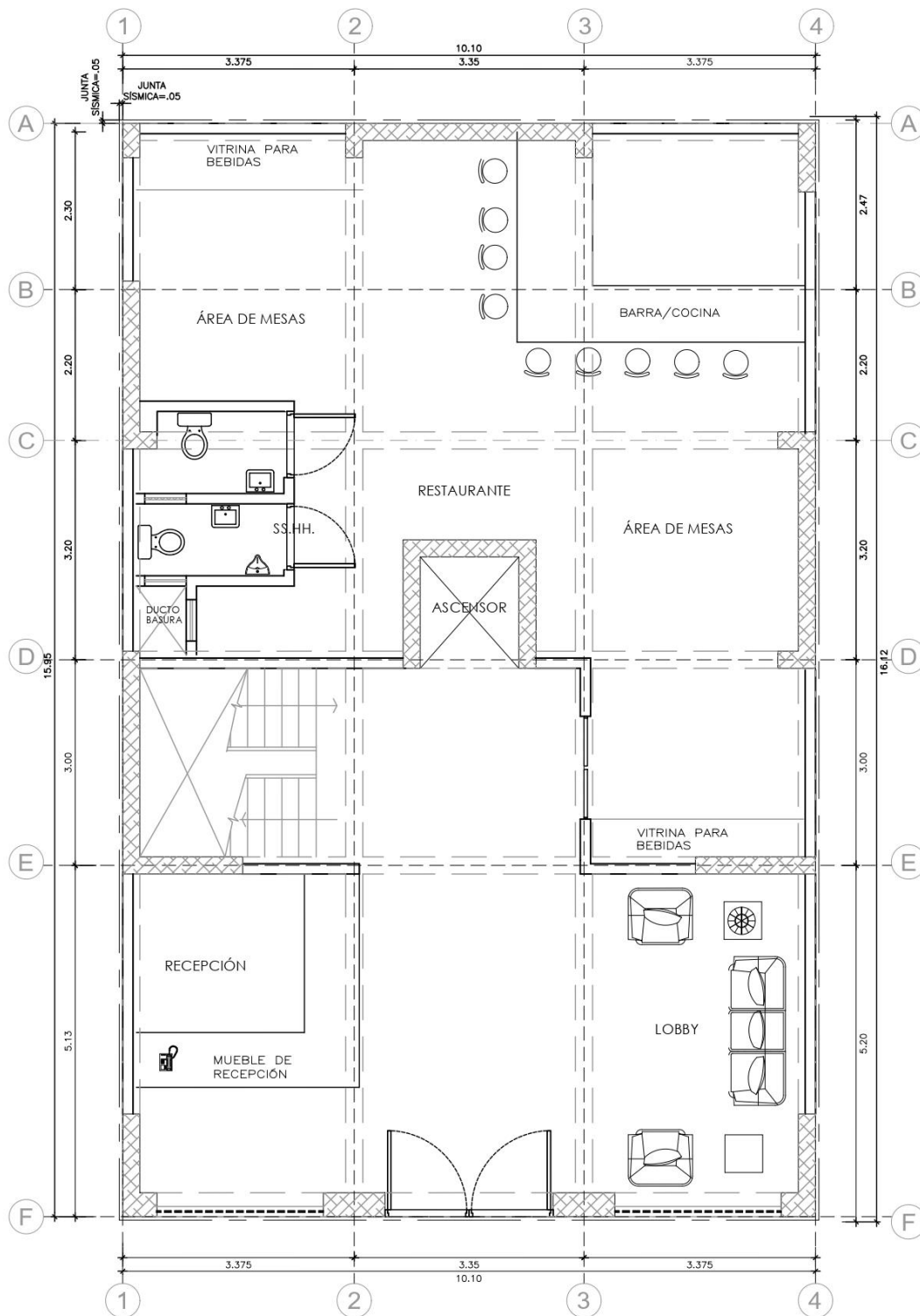


Figura 2. Planta arquitectónica de primer piso. Fuente: Propia.

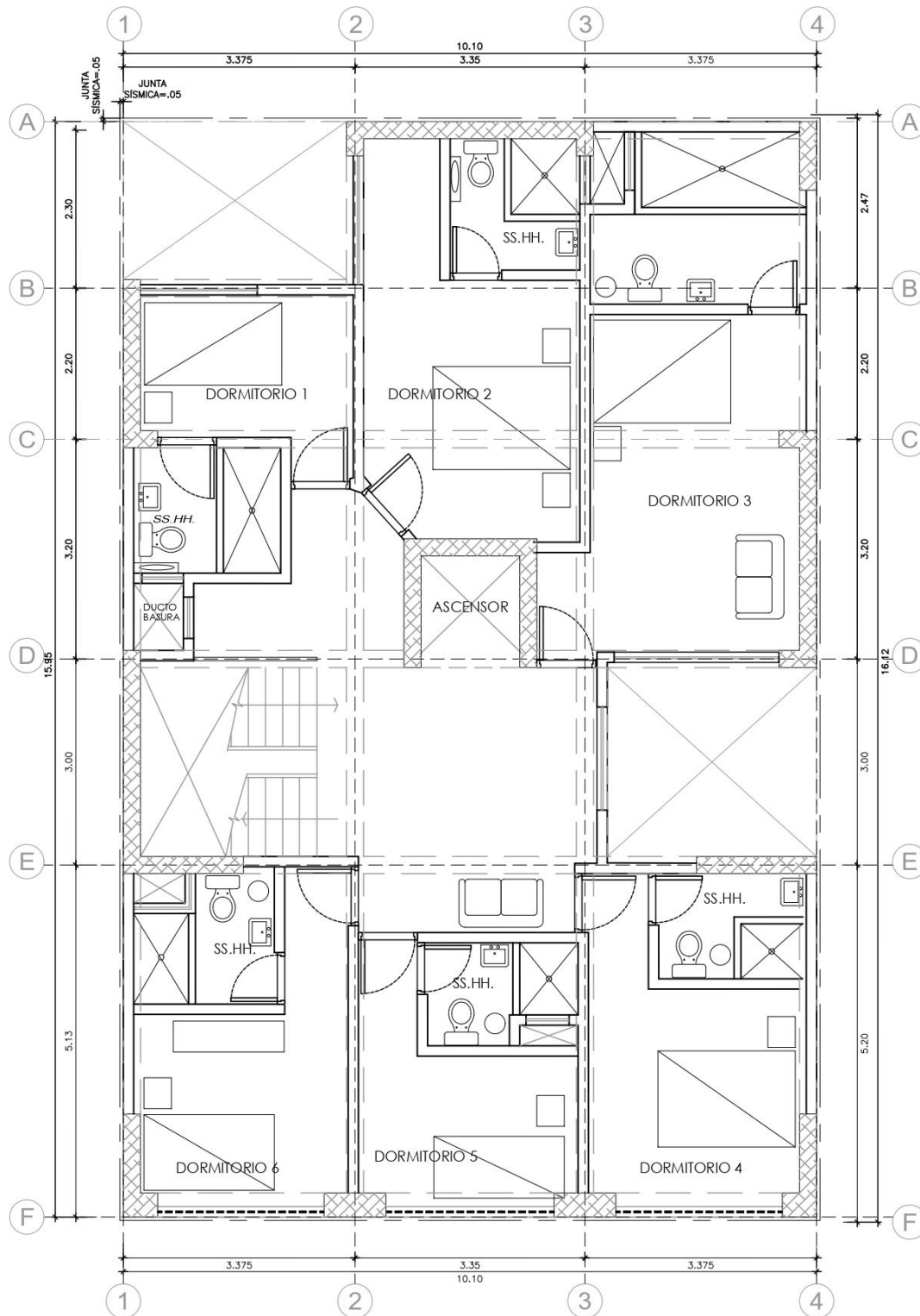


Figura 3. Planta arquitectónica de piso típico. Fuente: Propia.

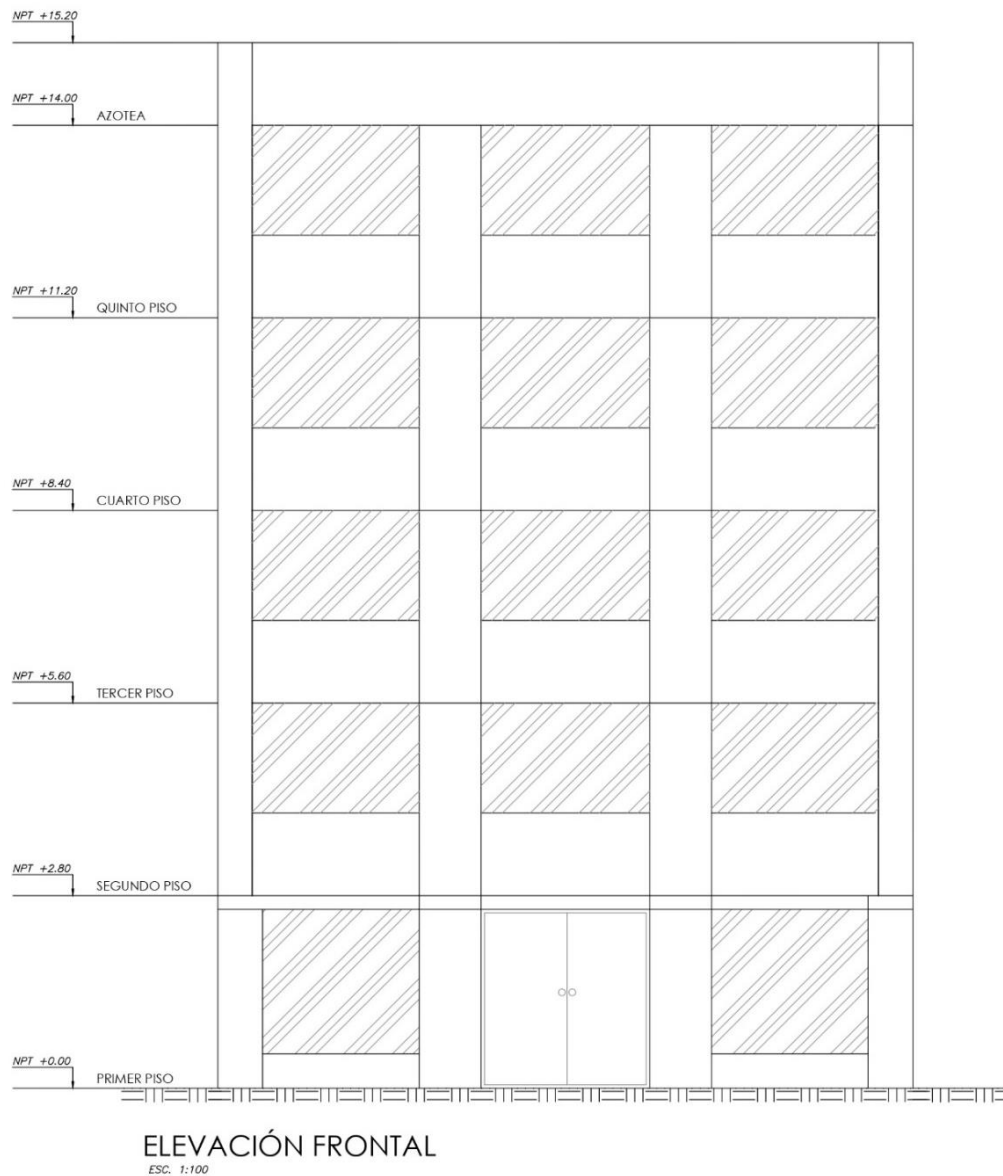


Figura 4. Elevación frontal del edificio. Fuente: Propia.

1.3 NORMAS

Para el análisis y diseño se usó el Reglamento Nacional de Edificaciones:

- E.020 Cargas
- E.030 Diseño sismorresistente
- E.050 Suelos y cimentaciones
- E.060 Concreto Armado

2.CAPITULO II: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de una edificación consiste en la ubicación de elementos estructurales para satisfacer las solicitaciones de gravedad y sismo.

2.1.1 Estructuración de losas

Losas aligeradas

Los aligerados son un sistema económico conformado por viguetas que apoyan sus alas sobre ladrillos alveolares. En casos especiales se usan ensanches por cortante o por flexión. Para este edificio se utilizó losas aligeradas armadas en una dirección en luces menores a 4 metros.

Losas Macizas

En este proyecto se usó losas macizas para evitar problemas de resistencia por las tuberías de agua y desagüe en los baños. También se utilizó losas macizas para brindar un adecuado control de grietas y adecuada transmisión de las fuerzas cortantes.

2.1.2 Estructuración de vigas chatas

Las vigas chatas son elementos que trabajan a cortante y a flexión. Para la edificación se colocaron para soportar la tabiquería paralela a los aligerados, o para rodear ductos. También se usaron vigas chatas para separar las losas aligeradas de las macizas.

2.1.3 Estructuración de escaleras

Las escaleras son elementos que trabajan a flexión y cortante. Funcionan como vías de acceso a los pisos superiores del edificio. En este proyecto se colocó las escaleras hacia el lado izquierdo del edificio apoyadas sobre vigas y la placa PL4.

2.1.4 Estructuración de vigas

Las vigas reciben a las losas y les sirven como apoyo. Las vigas se apoyan en elementos verticales, los cuales son columnas, o muros. También se apoyan entre sí, formando una parrilla de vigas. En la edificación se trabajó con parrilla de vigas sobre vigas.

2.1.5 Estructuración de columnas

Las columnas trabajan a flexocompresión y su función es resistir la carga vertical por el peso del edificio, y la carga horizontal generada por eventos sísmicos. En el edificio se colocó columnas en los lugares en los cuales no se pudo colocar muros estructurales, con el objetivo de recibir vigas.

2.1.6 Estructuración de muros estructurales

Los muros estructurales son elementos verticales de concreto armado que resisten esfuerzos de corte ocasionados por acciones sísmicas. En la edificación se distribuyeron muros estructurales suficientes para resistir las cargas sísmicas generadas por un evento sísmico de período de retorno de 500 años de acuerdo a la norma E.030.

En la figura 5 se muestra la estructuración de las losas, tal como se ha descrito en la estructuración de estos elementos. Así también se muestran las vigas, columnas y placas, tal como se describió anteriormente.

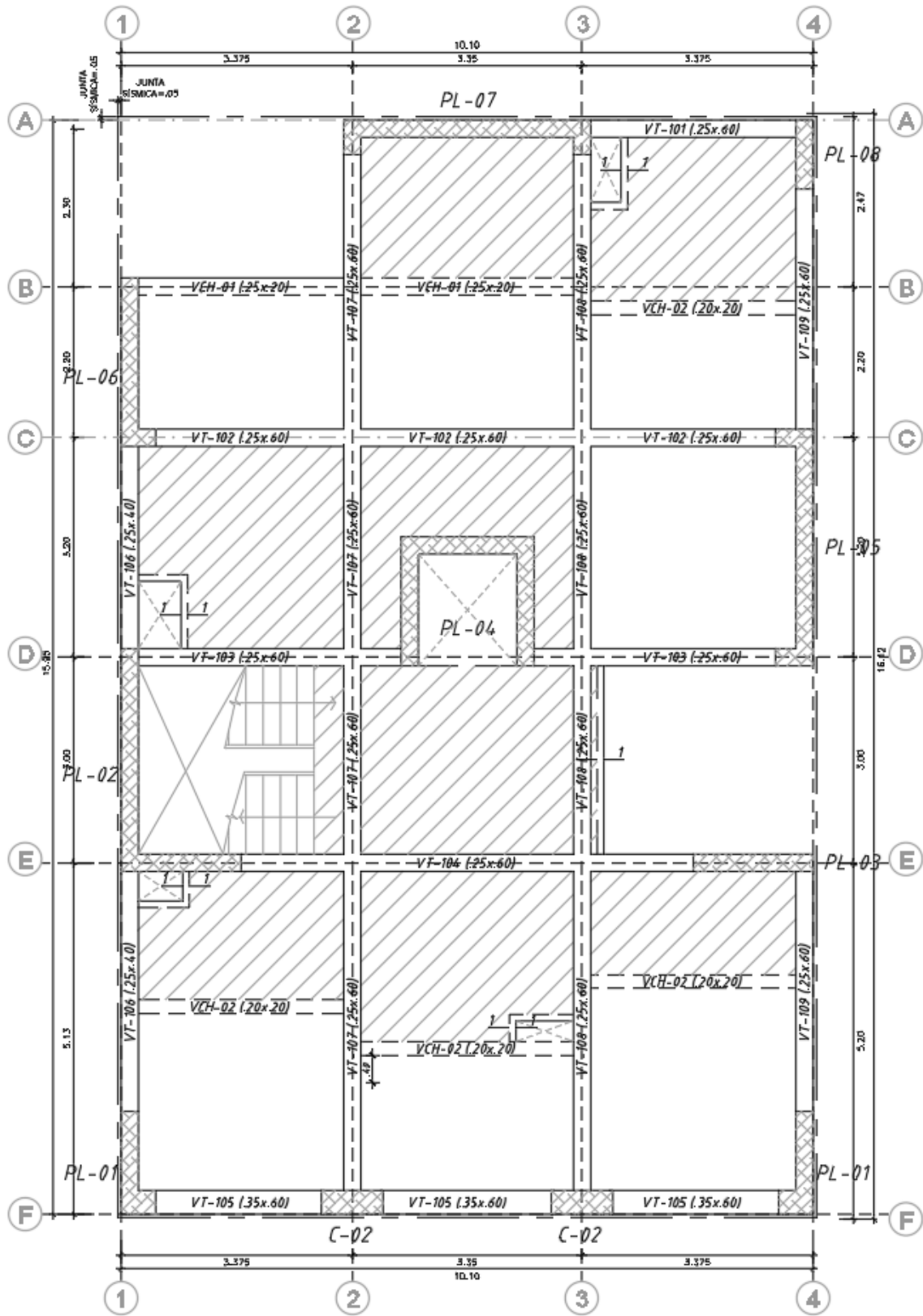


Figura 5. Estructuración de piso típico. Fuente: Propia

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO

2.2.1 Predimensionamiento de losas

Losas aligeradas:

Las losas aligeradas se predimensionaron con $h = L/18.5$, a fin de proporcionar un peralte suficiente para el control de deflexiones, siendo h el peralte de la losa, y L la luz libre máxima de la losa.

En la tabla 1 se muestra el dimensionamiento de losas aligeradas. Finalmente se redondea el peralte a 20 cm. Este peralte se usará también para las vigas chatas.

Tabla 1. Predimensionamiento de losas aligeradas. Fuente: Propia.

Descripción	Ubicación		Luz (m)	h(cm)
Losa Aligerada	Ejes 1 y 2	Ejes A y B	3.25	18
Losa Aligerada	Ejes 1 y 2	Ejes B y C	3.35	18
Losa Aligerada	Ejes 1 y 2	Ejes C y D	3.25	18
Losa Aligerada	Ejes 2 y 3	Ejes A y B	3.25	18
Losa Aligerada	Ejes 2 y 3	Ejes B y C	3.35	18
Losa Aligerada	Ejes 2 y 3	Ejes C y D	3.25	18
Losa Aligerada	Ejes 3 y 4	Ejes A y B	3.25	18
Losa Aligerada	Ejes 3 y 4	Ejes A y B	3.35	18
Losa Aligerada	Ejes 3 y 4	Ejes A y B	3.25	18

Losas Macizas:

Se emplearon losas de 20 cm de espesor para proporcionar una misma altura de encofrado con las losas aligeradas.

2.2.2 Predimensionamiento de vigas

El peralte se dimensiona con $L/12$, siendo L la luz libre entre apoyos más desfavorable.

$$L = 7.15 \text{ m (ubicada entre los ejes E, 1 - 4)}$$

$$h=L/12=0.596 \text{ m. Se usa } 0.60 \text{ m}$$

Para el ancho, se calcula $b = 0.4h = 0.24 \text{ m}$. Se elige el valor de $b = 0.25 \text{ m}$.

2.2.3 Predimensionamiento de columnas

De acuerdo a Ottazzi (2019), para un edificio que contiene en su estructuración muros de corte en ambas direcciones, las columnas se pueden predimensionar usando las siguientes ecuaciones:

$$\text{Área Columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{\alpha f'c}$$

Donde:

α es 0.45 para columnas internas y 0.35 para columnas medianeras y esquineras.

Para determinar la carga en servicio estimada se midió la carga en cada columna bajo el concepto de área tributaria. A continuación, se muestra la tabla de resultados, con las cargas en la base de las columnas.

Tabla 2. Resultados del metrado de cargas de las columnas. Fuente: Propia.

Columna	Área actual (cm ²)	Carga Muerta (tonf)	Carga Viva (tonf)	Carga de Servicio (tonf)	Área mínima (cm ²)
C1	1000	55	8	63	861
C2	1000	55	8	63	862
C3	1000	3	1	4	50

Como se observa en la tabla 2, el área proveída a cada columna es mayor al área mínima necesaria obtenida con el criterio de dimensionamiento.

2.2.4 Predimensionamiento de muros estructurales

Se utilizó muros de 25 cm de espesor, el mismo ancho que el de las vigas y columnas. Para el predimensionamiento se verificó que el área de corte sea suficiente para asumir la totalidad de la cortante basal generada por el análisis sísmico estático de la norma E.030.

Por lo tanto, se presenta brevemente los parámetros sísmicos utilizados:

Tabla 3. Parámetros sísmicos. Fuente: Propia.

Z	0.45
U	1
C	2.5
S	1
R	5.4 (Irregularidad de esquina entrante)

El peso sísmico queda determinado de acuerdo al metrado del modelo computacional, obtenido por la combinación de cargas de 1CM+0.25CV, el cual es 883 ton.

Finalmente se obtiene la fuerza cortante en la base:

$$V = \frac{ZUCS}{R} x P = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{5.4} * 883 = 184 \text{ ton}$$

Posteriormente, se verificó que el concreto de los muros resista por lo menos con el 80% de la cortante basal (148 ton).

$$L_{xx} = 11.55 \text{ m}$$

$$\varphi V_{c_{xx}} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 1155 = 151 \text{ ton}$$

Cumple.

$$L_{yy} = 13.15 \text{ m}$$

$$\varphi V_{c_{yy}} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 1315 = 172 \text{ ton}$$

Cumple.

3.CAPITULO III: CARGAS DE GRAVEDAD Y MODELO ESTRUCTURAL

3.1 CARGAS

La estructura del proyecto está sometida a cargas muertas, vivas y sísmicas. A continuación, se detalla los tipos de carga mencionados.

Las cargas muertas se modelaron como cargas por unidad de área y por unidad de longitud (en el caso de tabiquería). Para las cargas vivas se modelaron como cargas por unidad de área. Los valores empleados para carga muerta y viva se obtuvieron de la norma E.020.

3.1.1 Cargas de gravedad

La carga muerta está conformada por el peso de todos los elementos estructurales, pisos terminados, tabiquería, acabados, maquinaria para ascensores, etcétera.

La carga viva está conformada por el peso de los mobiliarios y el tránsito de personas. Se muestran las cargas consideradas en el modelo:

Tabla 4. Cargas unitarias. Fuente: Propia.

CARGAS UNITARIAS: CARGA MUERTA		
Aligerado	t=20 cm	300 kg/m ²
	acabados	100 kg/m ²
Losa Maciza	t=20 cm	480 kg/m ²
	Acabados	100 kg/m ²
Escalera	Tramo inclinado	801 kg/m ²
	Descanso	580 kg/m ²
Parapetos	h=1.20m	0.27 ton/m
	h=2.60m	0.59 ton/m
	h=2.30m	0.52 ton/m
CARGAS UNITARIAS: CARGA VIVA		
Sobrecargas	Cuartos	200 kg/m ²
	Salas públicas (Restaurantes)	400 kg/m ²
	Almacenaje y servicios	500 kg/m ²
	Corredores y Escaleras	400 kg/m ²
	Azotea	100 kg/m ²

3.2 MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural se desarrolló en el software ETABS, el cual se muestra en la figura 6. Las vigas y columnas se modelaron con elementos 1D (tipo Frame). Las losas se modelaron como áreas cargadas sin rigidez (tipo slab - membrana). Para los muros se emplearon elementos 2D (wall). En cada nivel se consideró un diafragma rígido con 3 grados de libertad dinámicos.

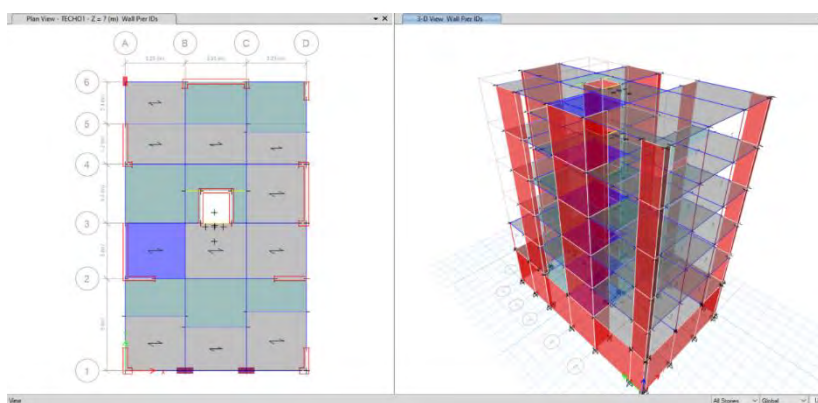


Figura 6: Modelo estructural en Etabs. Fuente: Propia

4.CAPITULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 CARGAS SÍSMICAS

4.1.1 Parámetros sísmicos

Las cargas sísmicas se obtuvieron de un análisis espectral, de acuerdo con la norma E.030. El edificio está ubicado en Lima, sobre en un suelo de buena calidad que califica como perfil S1.

$$Z=0.45(g), S=1, T_P=0.4 \text{ y } T_L=2.5.$$

El edificio es de hotel de bajo tránsito, por tanto, $U = 1$. El coeficiente básico de reducción R_0 es 6 (muros estructurales de concreto armado). Para el análisis sísmico, las masas se obtuvieron a partir de los estados de carga muerta al 100% y viva al 25%.

4.1.2 Análisis de irregularidades

Irregularidades en altura

El edificio no presenta irregularidades en altura pues todos los elementos verticales son continuos y no presenta cambios considerables en masa o peso entre un piso y otro. La tabla 5 muestra el análisis.

Tabla 5. Análisis de irregularidad en altura. Fuente: Propia.

Caso de irregularidad	Análisis	Factor de irregularidad
Rigidez – Piso blando	La rigidez de entrepiso cumple con ser mayor al 70% de la rigidez del entrepiso superior dado que se mantienen las secciones constantes.	No presenta irregularidad. Ia = 1.00
Resistencia – Piso débil	La resistencia de cada entrepiso es idéntica a los demás debido a que los elementos estructurales son continuos en toda la altura.	No presenta irregularidad. Ia = 1.00
Irregularidad de masa o peso	La masa es similar en cada entrepiso, sin considerar la azotea, tal como se observa en la tabla 9.	No presenta irregularidad. Ia = 1.00
Irregularidad geométrica vertical	El edificio no incrementa sus dimensiones en altura, por lo cual no presenta irregularidades geométricas en altura	No presenta irregularidad. Ia = 1.00
Discontinuidad de los sistemas resistentes	El edificio no presenta discontinuidades de elementos resistentes, dado que todas las columnas y placas son continuas desde la cimentación hasta la azotea.	No presenta irregularidad. Ia = 1.00

Irregularidades en planta

El edificio presenta irregularidades en planta pues presenta esquinas entrantes. El factor de irregularidad de planta es $I_a=0.90$. La tabla 6 muestra el análisis.

Tabla 6. Análisis de irregularidad en planta. Fuente: Propia.

Caso de irregularidad	Análisis	Factor de irregularidad
Irregularidad torsional	La razón entre derivas máximas sobre derivas promedio son menores a 1.30, por lo cual no presenta irregularidad torsional.	No presenta irregularidad. $I_p = 1.00$
Esquinas entrantes	La estructura presenta una abertura entre los ejes 3-4; la cual en X es 3.05 m, y la longitud total es 10.10 m (30.20%) y la longitud en Y es 4.5 m, y la longitud total en Y es 15.95 (28.21%).	Si presenta irregularidad. $I_p = 0.90$
Discontinuidad del diafragma	Los diafragmas no tienen variaciones abruptas de rigidez.	No presenta irregularidad. $I_p = 1.00$
Sistemas no paralelos	Los sistemas estructurales son paralelos en cada eje de análisis.	No presenta irregularidad. $I_p = 1.00$

Por tanto, $R=R_o \times I_a \times I_p = 6 \times 0.9 = 5.4$.

El factor de amplificación sísmica C se asumió con un valor de 2.50 dado que se espera que el período fundamental sea menor al período de plataforma T_p . Esto se verifica en la tabla 7 donde se muestran los períodos de los modos de vibración. Se obtuvo como espectro de diseño:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} = \frac{0.45 * 1 * 1}{5.4} * C = 0.083C = 0.2083$$

En la figura 8 se muestra el gráfico del espectro utilizado en el análisis sísmico del edificio.

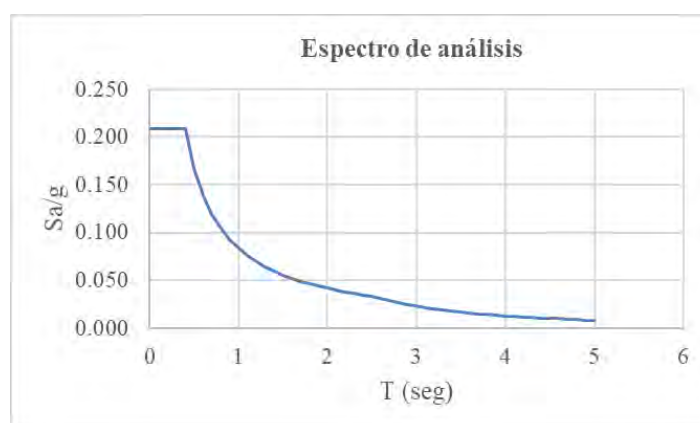


Figura 8. Espectro de análisis. Fuente: Propia

4.2 PERÍODOS Y MASA PARTICIPANTE

Resultados del análisis modal

En la tabla 7 se observa que el primer modo fundamental es de traslación en X, cuyo período es 0.37 segundos y su masa participante es de 70%. El segundo modo fundamental es de traslación en Y, cuyo período es 0.30 segundos y su masa participante es de 67%.

Tabla 7. Periodos y ratios de masa participante en sentido X e Y. Fuente: Propia.

Modo	Periodo	Masa participante	
	seg.	L ² /M X (%)	L ² /M Y (%)
1	0.375	69.89	3.01
2	0.302	3.95	67.23
3	0.234	1.07	2.11
4	0.097	13.87	0.58
5	0.070	0.64	17.84
6	0.055	2.47	0.14
7	0.045	4.32	0.12
8	0.030	0.16	5.93
9	0.027	1.99	0.11
10	0.025	0.65	0.03
11	0.019	0.75	0.16
12	0.018	0.02	2.05
13	0.016	0.18	0.04
14	0.013	0.01	0.62
15	0.012	0.04	0.03

4.3 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS

Resultados del análisis para el eje X

La tabla 8 muestra los resultados de derivas máxima y promedio en el eje X. El desplazamiento máximo es de 4.51 cm. Se verifica que estos son menores a 7‰.

Tabla 8. Resultados de desplazamientos y derivas del análisis en X. Fuente: Propia.

PISO	CASO	DESPL. INELÁST. (CM)	DERIVA MAX. (‰)	DERIVA PROM. (‰)	Ratio
ENC P5	SX-	4.51	2.77	2.48	1.114
ENC P5	SX+	4.15	3.23	2.73	1.180
ENC P4	SX-	3.68	3.34	2.82	1.184
ENC P4	SX+	3.18	3.34	3.02	1.104
ENC P3	SX-	2.69	3.62	2.91	1.243
ENC P3	SX+	2.18	3.18	3.06	1.041
ENC P2	SX-	1.61	3.41	2.63	1.295
ENC P2	SX+	1.31	2.76	2.70	1.022
ENC P1	SX-	0.59	1.92	1.49	1.290
ENC P1	SX+	0.48	1.60	1.52	1.048

Resultados del análisis para el eje Y

La tabla 9 muestra los resultados de derivas máxima y promedio en el eje Y. El desplazamiento máximo es de 3.13 cm. Se verifica que estos son menores a 7‰. Además, se observa que no presenta irregularidad por torsión.

Tabla 9: Resultados de desplazamientos y derivas del análisis en Y. Fuente: Propia.

PISO	CASO	DESPL. INELÁST. (CM)	DERIVA MAX. (‰)	DERIVA PROM. (‰)	Ratio
ENC P5	SY-	3.13	2.49	2.26	1.101
ENC P5	SY+	3.45	2.72	2.18	1.245
ENC P4	SY-	2.39	2.54	2.36	1.075
ENC P4	SY+	2.64	2.78	2.26	1.227
ENC P3	SY-	1.63	2.43	2.29	1.060
ENC P3	SY+	1.80	2.68	2.20	1.217
ENC P2	SY-	0.90	1.98	1.90	1.044
ENC P2	SY+	1.00	2.20	1.82	1.209
ENC P1	SY-	0.31	1.02	0.99	1.032
ENC P1	SY+	0.34	1.15	0.95	1.206

4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO

Para el análisis estático se usa la fórmula de la norma con los parámetros sísmicos definidos anteriormente.

$$V_{basal} = \frac{ZUCS}{R} xP = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{5.4} * 883 = 184 \text{ ton}$$

Este cortante se distribuye respecto a la altura mediante la siguiente fórmula dada por la norma.

$$\alpha = \frac{P_i x (h_i)^k}{\sum P_i x (h_i)^k}$$

Finalmente la tabla 10 presenta un cuadro de distribución de fuerzas cortantes en cada piso en.

Tabla 10. Distribución de fuerzas cortantes en cada piso. Fuente: Propia.

Piso	Peso	h	α	V (ton)	V acum. (ton)
Piso 5	119	15	0.239	44	44
Piso 4	189	12	0.304	56	100
Piso 3	188	9	0.226	42	141
Piso 2	188	6	0.151	28	169
Piso 1	199	3	0.080	15	184

4.5 CORTANTE BASAL Y SISTEMA ESTRUCTURAL

Del análisis estructural estático, y del análisis estructural dinámico espectral se obtiene las fuerzas cortantes basales. El factor de amplificación dinámico será el resultado de amplificar la fuerza cortante basal hasta por lo menos el 90 % de la cortante basal estática, los cuales se muestran en la tabla 11.

Tabla 11. Cortante basal y factores de amplificación. Fuente: Propia.

Caso	Periodo	C	V estática	Vdinámica	90% V. Estatica	F
SX-	0.375	2.500	184	129	166	1.28
SX+	0.375	2.500	184	137	166	1.21
SY-	0.302	2.500	184	133	166	1.25
SY+	0.302	2.500	184	121	166	1.37

Se definió el sistema estructural de la edificación según el porcentaje de la cortante basal que absorbe cada elemento.

Tabla 12. Porcentaje de cortante basal asumida por muros y columnas. Fuente: Propia.

	% Cortante X	%Cortante Y
Columnas	3.7	1.2
Muros	97.3	99.8
Total	100	100

Finalmente se concluye que el sistema estructural en ambos ejes es de muros estructurales debido a que la cortante basal asumida por estos es mayor al 95 %.

4.5 JUNTA SÍSMICA

La norma E.030 indica que la separación s será no menor a $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que $0.006h$. A su vez tiene que ser mayor que 3cm. Se asume que el desplazamiento de los edificios adyacentes es igual al nuestro.

Junta en X

$$j_s = \frac{2}{3} \text{ desplazamiento máximo} = \frac{2}{3} * 4.51 = 3.00 \text{ cm}$$

$$j_s = 0.003 * (15.2) * 100 = 4.56 \text{ cm}$$

Junta en Y

$$j_s = \frac{2}{3} \text{ desplazamiento máximo} = \frac{2}{3} * 3.13 = 2.09 \text{ cm}$$

$$j_s = 0.003 * (15.2) * 100 = 4.56 \text{ cm}$$

En conclusión, la junta sísmica es de 5 cm para ambos ejes. Es necesario aclarar que debido a que no se cuenta con información de los edificios adyacentes se considera un desplazamiento máximo igual al que la edificación en análisis, por lo cual, la separación entre edificios tendrá que ser como mínimo 10 cm.

5. CAPITULO V: CRITERIOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

Para el diseño de secciones de concreto armado se empleó el diseño por resistencia. La ecuación general es:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u = Solicitación Última

R_n = Resistencia Nominal

ϕ = Factor de Reducción de Resistencia

Para las propiedades constitutivas del concreto se usó el bloque equivalente de compresiones indicado en la norma y para las propiedades constitutivas del acero se usará el modelo elastoplástico perfecto. Los factores de amplificación de cargas para el diseño por resistencia son aplicados en combinaciones de cargas. Las combinaciones de carga para diseño son:

- Resistencia requerida por cargas de gravedad

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

- Resistencia requerida por cargas de empuje de tierra

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

$$U = 0.9CM + 1.7CE$$

- Resistencia requerida por cargas sísmicas

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Los factores de reducción aplicados en el diseño son:

- Flexión pura: 0.90

- Carga axial:
 - Tracción c/s flexión: 0.90
 - Compresión c/s flexión: Variable desde 0.70 a 0.90
- Cortante y torsión: 0.85

5.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el cálculo del acero se utilizó la siguiente fórmula deducida a partir del análisis de equilibrio de fuerzas internas en una sección transversal:

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

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

$$A_s = \rho b d$$

Donde:

M_u	=	Momento Último
A_s	=	Acero Requerido
f_y	=	Esfuerzo de Fluencia del acero
d	=	Peralte efectivo
a	=	Profundidad del bloque equivalente de compresiones
b	=	Ancho de la sección
ϕ	=	Factor de reducción por flexión
ρ	=	Cuantía de acero
ω	=	Cuantía mecánica de acero

No se consideró el acero a compresión para el diseño por flexión. La norma limita a que el acero mínimo corresponde a un momento nominal de 1.2 veces el momento que produce la fisura por tracción en el concreto ($\phi M_n = 1.2 M_{cr}$) para evitar la falla frágil.

Además, el límite máximo de acero es igual al 75% del área de acero que produce la falla balanceada. En este proyecto, no se consideró el aporte del acero a compresión para las cuantías máximas.

5.3 DISEÑO POR DEFLEXIONES Y FISURAMIENTO

El cálculo de deflexiones inmediatas se realiza con la siguiente ecuación:

$$\Delta_{cm/v} = \delta \frac{I_{ef}}{I_g}$$

Donde:

$\Delta_{cm/v}$	=	Deflexión instantánea por cargas muertas o vivas
δ	=	Deflexión instantánea por cargas muertas o vivas con la inercia bruta (extraída de ETABS)
I_{ef}	=	Inercia efectiva, calculada de acuerdo con E.060 9.6.2.4
I_g	=	Inercia bruta

El cálculo de deflexiones diferidas se realizó con la siguiente ecuación:

$$\Delta_{dif} = \lambda \Delta$$

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50p'}$$

Donde:

Δ_{dif}	=	Deflexión diferida
Δ	=	Deflexión inmediata
λ	=	Factor de equivalencia de deflexiones
p'	=	Cuantía de acero en compresión

Para la verificación de fisuramiento se controla el ancho de las fisuras por flexión con el parámetro Z.

Este se calcula con las siguientes fórmulas:

$$Act = 2Ysb$$

$$Z = fs \sqrt[3]{dc - Act}$$

$$fs = \frac{Ms}{As * 0.9d}$$

Donde:

Act	=	Área efectiva del concreto en tracción
Ys	=	Centroide del acero en tracción
b	=	Ancho de la sección
Z	=	Parámetro Z
fs	=	Esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio
dc	=	Distancia entre la fibra extrema a tracción y el centroide del acero

M_s	=	Momento de servicio
d	=	Distancia de la fibra comprimida a la fibra traccionada

Luego, se comparó si el factor Z calculado es menor al factor Z máximo ($Z_{max} = 26 \text{ ton/cm}$).

5.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se determinó la capacidad resistente a flexocompresión de columnas y placas mediante un diagrama de interacción.

Este diagrama se construye según la sección transversal del elemento y la distribución de aceros longitudinales. Cada punto de la superficie representa una combinación de resistencias ϕP_n y ϕM_n , y se verifica que las combinaciones P_u y M_u sean menores a las resistencias.

El factor de amplificación de cortante se determina con el menor valor entre 3, y la razón entre el momento nominal sin reducción “ M_n ” y el momento último.

5.5 DISEÑO POR CORTANTE

La resistencia a fuerza cortante del concreto se calcula con la siguiente ecuación:

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

Donde:

F'_c	=	Esfuerzo de rotura a compresión del concreto
d	=	Peralte efectivo
b	=	Ancho de la sección

Para elementos con estribos, también se considera el aporte del acero a la resistencia al cortante.

El cortante mínimo de los estribos se obtuvo con las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

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

Donde:

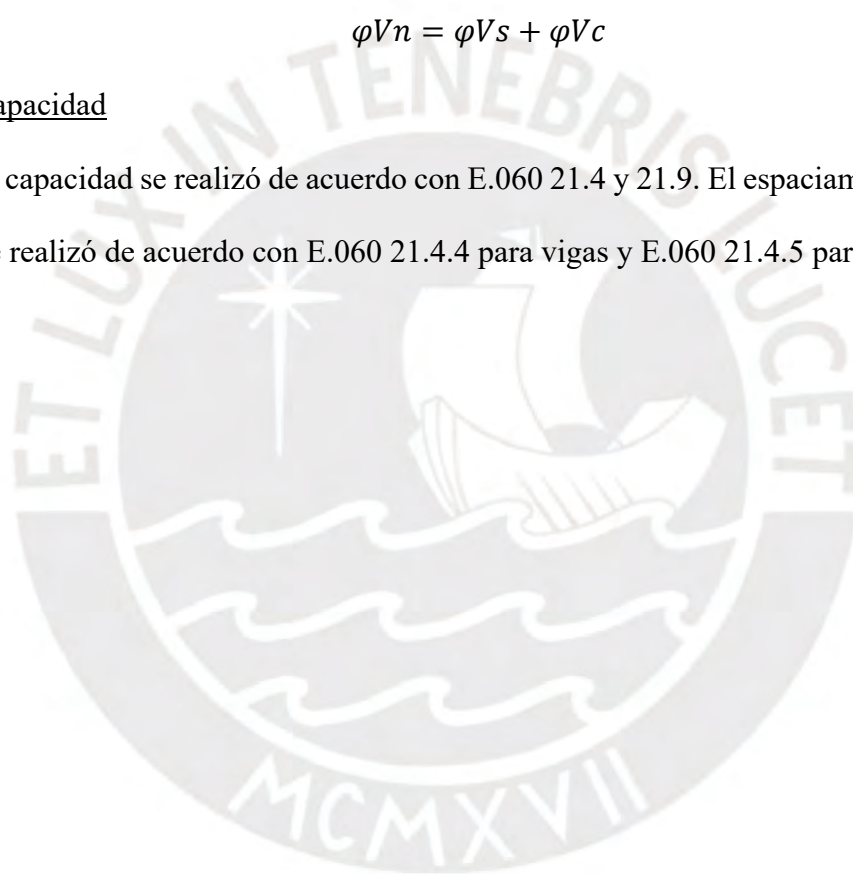
s	=	Espaciamiento de estribos
A_v	=	Área de estribos al hacer un corte en el eje horizontal
f_y	=	Esfuerzo de Fluencia del Acero
d	=	Peralte efectivo
V_u	=	Fuerza cortante última
V_c	=	Resistencia por aporte de concreto
V_s	=	Resistencia por aporte del acero
ϕ	=	Factor de reducción por corte

La resistencia a cortante total de la sección se calcula con:

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

Diseño por capacidad

El diseño por capacidad se realizó de acuerdo con E.060 21.4 y 21.9. El espaciamiento mínimo de estribos se realizó de acuerdo con E.060 21.4.4 para vigas y E.060 21.4.5 para columnas.



6. CAPITULO VI: DISEÑO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

6.1 DISEÑO DE LOSAS

6.1.1 Descripción del diseño de losas

Para el análisis y diseño de losas se utilizó el software ETABS. Se estableció los casos de carga por gravedad y se hizo las combinaciones de cargas últimas por gravedad mencionados en las consideraciones generales. En la figura 9 se muestra el modelo utilizado para el análisis.

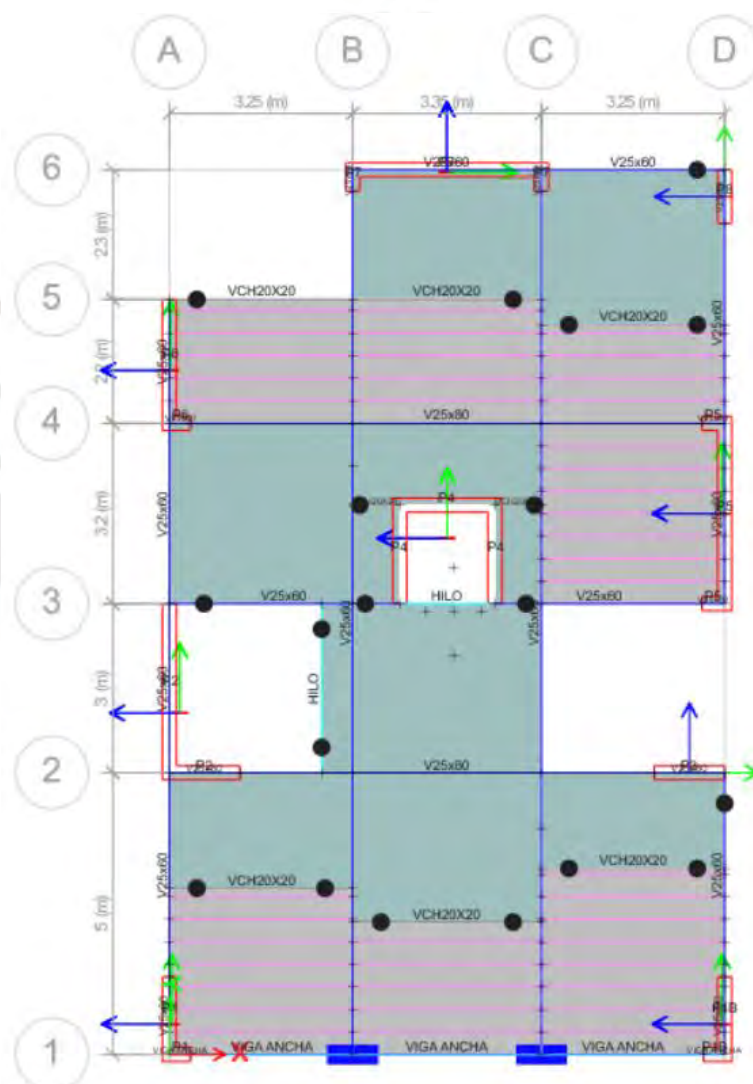


Figura 9: Modelo estructural de losa típica. Fuente: Propia.

Luego se obtuvo el diagrama de solicitaciones. Posteriormente, se halló el acero de refuerzo y se realizó las verificaciones por deflexiones y fisuración en el tramo central. Este procedimiento se realizó para el diseño de cada tramo de losa.

6.1.2 Ejemplo de diseño de losa aligerada

Se desarrolla el diseño de la losa comprendida en los ejes A-D,1-2. En la figura 16 se muestra el diagrama de solicitaciones por flexión, y en la figura 10 se muestra el diagrama de solicitaciones por cortante.

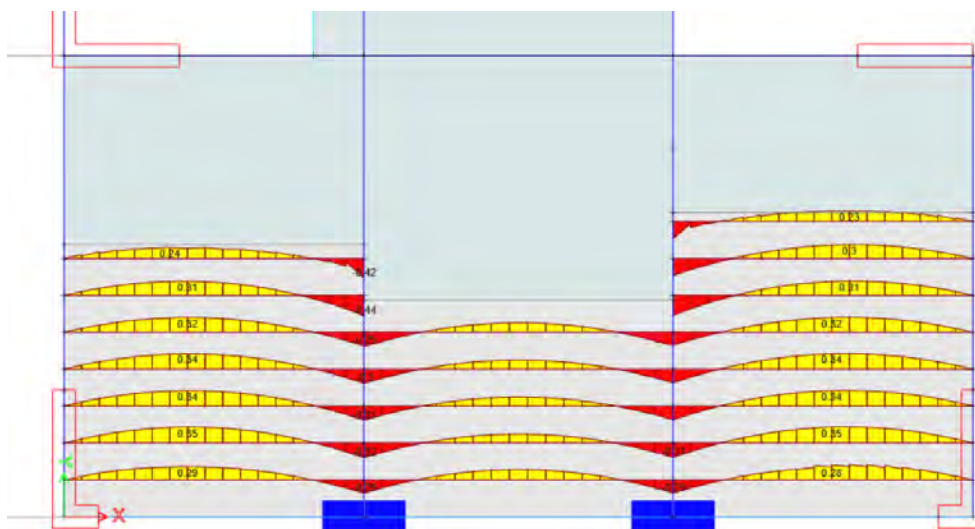


Figura 10: Diagrama de cargas últimas de momento flector en aligerados. Fuente: Propia.

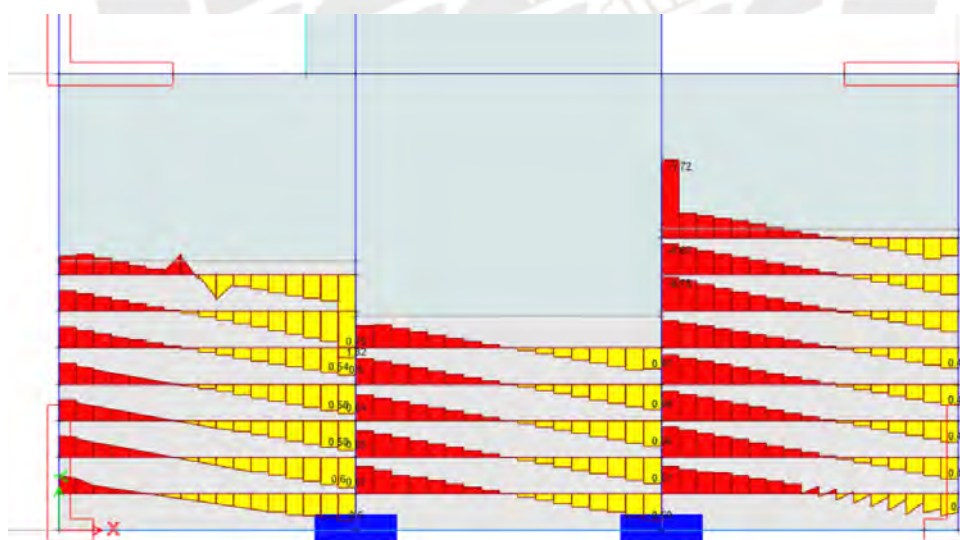


Figura 11: Diagrama de cargas últimas de fuerza cortante en aligerados. Fuente: Propia.

Cálculo de acero mínimo y resistencia a flexión

Para el acero mínimo negativo, se obtuvo lo siguiente:

$$S^- = \frac{I_g}{y} = \frac{11800.6}{6.79} = 1793.0 \text{ cm}^3$$

$$A_{smin} \approx \frac{1.2(S * fr)}{0.9fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{1.2(1793 * 28.98)}{0.9 * 4200 * (16.15)} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Se usa $A_s = 1\emptyset 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2$. El momento nominal es $\emptyset Mn = 0.74 \text{ ton.m}$

Para el acero mínimo positivo se obtuvo lo siguiente:

$$S^- = \frac{I_g}{y} = \frac{11800.6}{13.21} = 893.0 \text{ cm}^3$$

$$A_{smin} \approx \frac{1.2(S * fr)}{0.9fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{1.2(893 * 28.98)}{0.9 * 4200 * (16.15)} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Se usa $A_s = 1\emptyset 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2$. El momento nominal es $\emptyset Mn = 0.45 \text{ ton.m}$

Se verifica en la figura 11 que el momento último es menor al momento nominal. El diseño cumple por resistencia a flexión.

Verificación de resistencia a cortante

La resistencia a cortante del concreto se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.53x0.85x\sqrt{f'c}xbxd = 0.53x0.85x\sqrt{210}x10x17 = 1.11 \text{ ton}$$

En aligerados, se admite un incremento de resistencia del 10%, es decir $\phi V_c \text{ max} = 1.22 \text{ ton}$.

Se verifica en la imagen 1.2 y 1.3 que el cortante último es menor al cortante nominal. No se requieren ensanches por cortante, por lo cual, el diseño cumple por resistencia a cortante.

Control de fisuración

Se calcula el área efectiva del concreto en tracción:

$$Y_s = 2.475 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = 2Y_s b = 2 * 2.475 * 100 = 4950 \text{ mm}^2$$

El momento de servicio $M_s = 0.24 \text{ ton.m}$

$$f_s = \frac{M_s}{A_s * 0.9d} = \frac{0.24 * 10^5}{0.71 * 0.9 * 17} = 2209.3 \text{ kg/cm}^2 = 217 \text{ MPa}$$

$$Z = fs\sqrt[3]{dc * Act} = 0.217 * \sqrt[3]{24.75 * 4950} = 10.78 \text{ kN/mm}$$

Se verifica que el factor Z no supera el límite admisible. El diseño cumple por fisuración.

Verificación de deflexiones

Las deflexiones obtenidas del análisis estructural con la inercia bruta son:

$$\Delta cm_{ETABS} = 0.0975 \text{ cm}$$

$$\Delta cv_{ETABS} = 0.0458 \text{ cm}$$

El momento de agrietamiento es:

$$M_{cr} = \frac{frI_g}{yt} = \frac{28.98 * 11800.6}{13.21} = 25888 \text{ kg.cm} = 0.26 \text{ ton.m}$$

El momento en condiciones de servicio es $M_s = 0.24 \text{ ton.m}$. M_s es menor a M_{cr} , por tanto, se calcula las deflexiones con la inercia gruesa.

$$I_{ef} = 11800.6 \text{ cm}^4$$

$$\Delta cm = 0.0975 * \frac{I_g}{I_{ef}} = 0.10 \text{ cm}$$

$$\Delta cv = 0.0458 * \frac{I_g}{I_{ef}} = 0.05 \text{ cm}$$

Se calcula las deflexiones diferidas y se calcula la deflexión total, considerando el 30% de la carga viva.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50p'} = 2.00$$

$$\Delta dif_{cm} = 0.19 \text{ cm}$$

$$\Delta dif_{cv} = 0.09 \text{ cm}$$

$$\Delta total = 0.32 \text{ cm}$$

Se verifica que cumplan el límite admisible.

$$\Delta max = \frac{L}{480} = 0.63 \text{ cm} > \Delta total, \text{ Cumple.}$$

El diseño cumple por deflexiones.

6.1.3 Ejemplo de diseño de losa maciza

Se desarrolla el diseño de la losa comprendida en los ejes A-D,1-2. En la figura 12 y 13 se muestra el diagrama de solicitaciones por flexión y las solicitaciones por cortante.

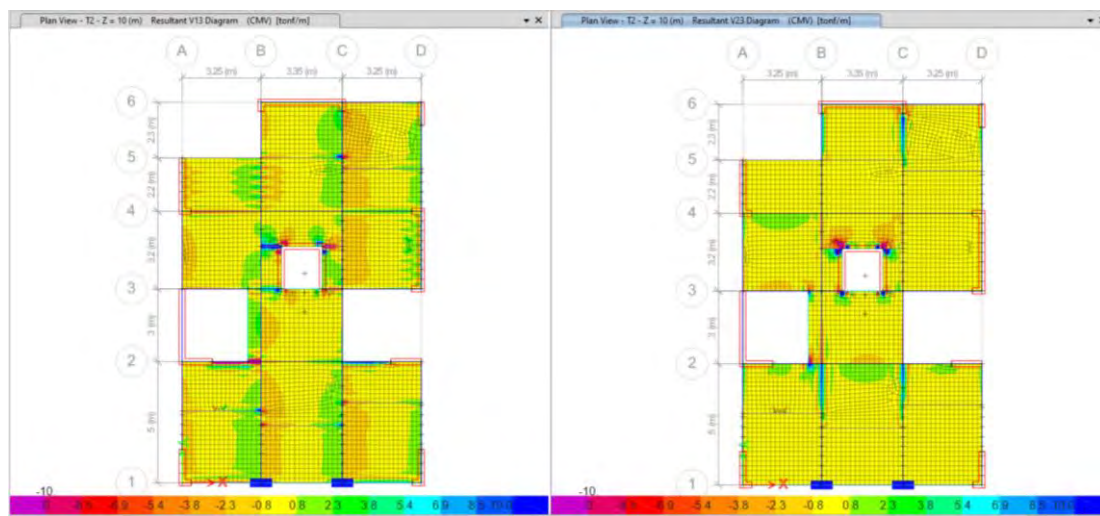


Figura 12: Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en sentido X (izquierda) y en sentido Y (derecha). Fuente: Propia.

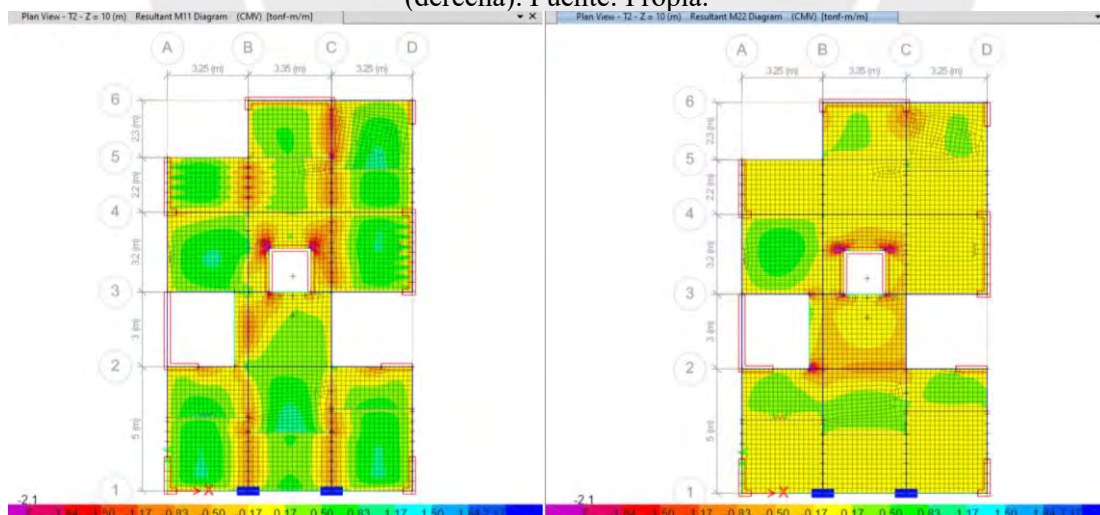


Figura 13: Diagrama de momento flector por cargas últimas en sentido X (izquierda) y en sentido Y (derecha). Fuente: Propia.

Cálculo de acero mínimo y resistencia a flexión

Para el acero mínimo se obtuvo lo siguiente:

$$S^- = \frac{I_g}{y} = \frac{66666.7}{10.00} = 6666.7 \text{ cm}^3$$

$$A_{smin} \approx \frac{1.2(S * fr)}{0.9f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{1.2(6666.7 * 28.98)}{0.9 * 4200 * (17.55)} = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = 0.0018 * b * d = 3.60 \text{ cm}^2$$

Se usa $A_s = \emptyset 3/8"@.20 = 3.55 \text{ cm}^2$. El momento nominal es $\emptyset Mn = 2.17 \text{ ton.m}$

Se verifica en la figura 13 que el momento último es menor al momento nominal. El diseño cumple por resistencia a flexión.

Verificación de resistencia a cortante

La resistencia a cortante del concreto se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} * 100 * 16.5 = 10.77 \text{ ton}$$

Se verifica en la figura 12 que el cortante último es menor al cortante nominal. No se requieren ensanches por cortante, por lo cual, el diseño cumple por resistencia a cortante.

Control de fisuración

Se calcula el área efectiva del concreto en tracción:

$$Y_s = 3.425 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = \frac{2Y_s b}{\#barras} = \frac{2 * 34.25 * 1000}{5} = 13700 \text{ mm}^2$$

$$f_s = \frac{M_s}{A_s * 0.9d} = \frac{0.56 * 10^5}{3.55 * 0.9 * 16.5} = 1062.2 \text{ kg/cm}^2 = 104 \text{ MPa}$$

$$Z = f_s \sqrt[3]{d * c * A_{ct}} = 104 \sqrt[3]{34.25 * 13700} = 8.08 \text{ kN/mm}$$

Se verifica que el factor Z no supera el límite admisible. El diseño cumple por fisuración.

Verificación de deflexiones

Las deflexiones obtenidas del análisis estructural con la inercia bruta son:

$$\Delta cm_{ETABS} = 0.0575 \text{ cm}$$

$$\Delta cv_{ETABS} = 0.0255 \text{ cm}$$

El momento de agrietamiento es:

$$M_{cr} = \frac{frI_g}{yt} = \frac{28.98 * 66667}{10.00} = 193218 \text{ kg.cm} = 1.93 \text{ ton.m}$$

El momento en condiciones de servicio es $M_s = 0.24 \text{ ton.m}$. M_s es menor a M_{cr} , por tanto, se calcula las deflexiones con la inercia gruesa.

$$I_{ef} = 66667 \text{ cm}^4$$

$$\Delta cm = 0.0575 * \frac{I_g}{I_{ef}} = 0.06 \text{ cm}$$

$$\Delta cv = 0.0255 * \frac{I_g}{I_{ef}} = 0.03 \text{ cm}$$

Se calcula las deflexiones diferidas y se calcula la deflexión total, considerando el 30% de la carga viva.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50p'} = 2.00$$

$$\Delta dif_{cm} = 0.10 \text{ cm}$$

$$\Delta dif_{cv} = 0.05 \text{ cm}$$

$$\Delta total = 0.15 \text{ cm}$$

Se verifica que cumplan el límite admisible.

$$\Delta max = \frac{L}{480} = 0.63 \text{ cm} > \Delta total, \text{Cumple.}$$

El diseño cumple por deflexiones.

En la figura 14 se muestra el armado de aceros de las losas aligeradas y macizas.

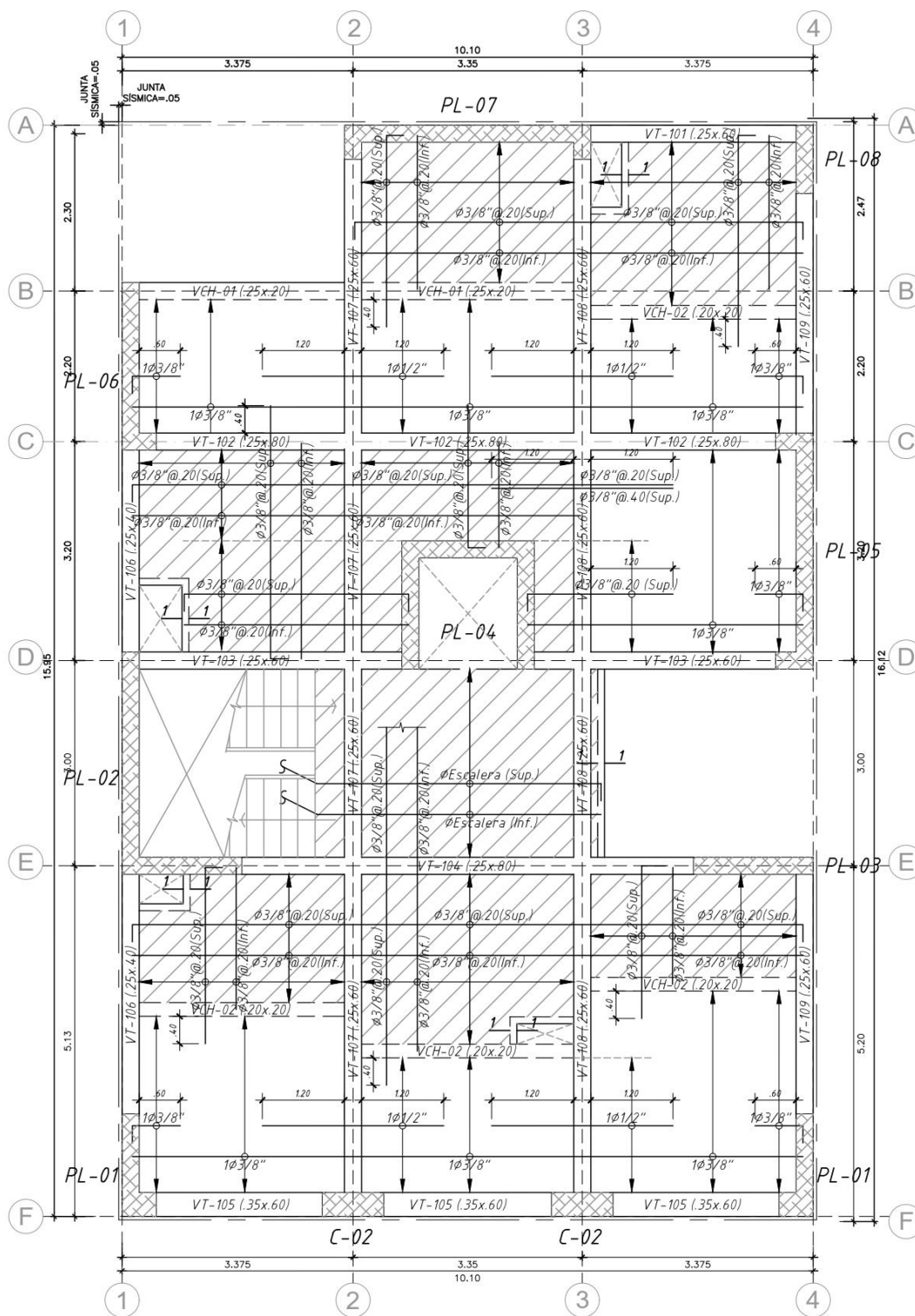


Figura 14: Armado de acero de losa aligerada y maciza. Fuente: Propia.

6.2 DISEÑO DE VIGAS

6.2.1 Descripción del diseño de vigas

Para el análisis y diseño de vigas se utilizó el software ETABS. Se estableció los casos de carga por gravedad y se hizo las combinaciones de cargas últimas por gravedad mencionados en las consideraciones generales.

Luego se obtuvo el diagrama de solicitaciones. Posteriormente, se halló el acero de refuerzo y se realizó las verificaciones por deflexiones y fisuración en el tramo central.

Este procedimiento se realizó para el diseño de cada tramo de viga.

6.2.2 Ejemplo de diseño de viga de gravedad

Se muestra el diseño de la viga VT-102 (0.25x0.60) comprendida en los ejes A-F,2. En la figura 15 se muestra el diagrama de solicitaciones por cortante y flexión.

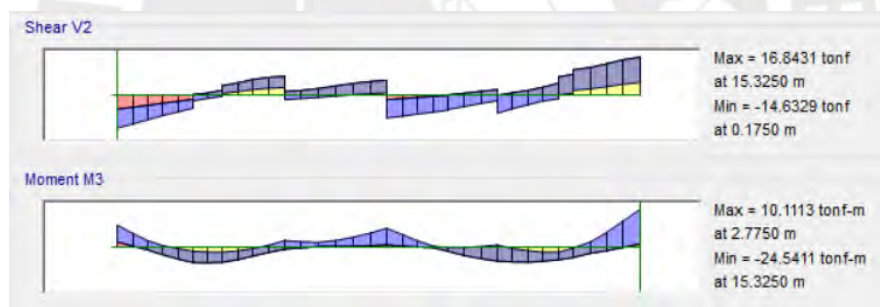


Figura 15: Envoltorio de solicitaciones por fuerza cortante y momento flector de la viga VT-102.

Fuente: Propia.

Cálculo de acero mínimo y resistencia a flexión

Para el acero mínimo se obtuvo lo siguiente:

$$S^- = \frac{I_g}{y} = \frac{450000}{30} = 15000 \text{ cm}^3$$

$$A_{smin} \approx \frac{1.2(S * f_r)}{0.9f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{1.2(15000 * 28.98)}{0.9 * 4200 * (51.30)} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Se usa $A_s = 2\emptyset 3/4" = 5.70 \text{ cm}^2$. El momento nominal es $\emptyset Mn = 7.79 \text{ ton.m}$

Se verifica en la figura 16 que el momento último es mayor al momento nominal. Se debe incluir bastones en las secciones S1, S5, S7, S9, las cuales se muestran en la figura 16.

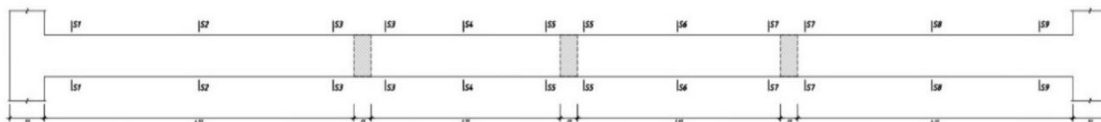


Figura 16: Secciones de diseño de viga de gravedad. Fuente: Propia.

Se calcula el acero requerido en los bastones.

Sección S1-S1:

$$Mu = 14.09 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi f'cbd^2\omega(1 - 0.59\omega) = 0.9 * 210 * 25 * 54^2\omega(1 - 0.59\omega) \\ &= 13272525\omega(1 - 0.59\omega) = Mu = 14.09 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Despejando: } \omega = 0.1117$$

$$\rho = \omega \frac{f'c}{fy} = \omega \frac{210}{4200} = 0.00559$$

$$As = \rho bd = 7.54 \text{ cm}^2$$

Se coloca $As = 3\emptyset 3/4" = 8.55 \text{ cm}^2$.

Sección S5-S5:

$$Mu = 12.07 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi f'cbd^2\omega(1 - 0.59\omega) = 0.9 * 210 * 25 * 54^2\omega(1 - 0.59\omega) \\ &= 13272525\omega(1 - 0.59\omega) = Mu = 12.07 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Despejando: } \omega = 0.0947$$

$$\rho = \omega \frac{f'c}{fy} = \omega \frac{210}{4200} = 0.00473$$

$$As = \rho bd = 6.39 \text{ cm}^2$$

Se coloca $As = 2\emptyset 3/4" + 1\emptyset 5/8" = 7.70 \text{ cm}^2$

Sección S7-S7:

$$Mu = 9.71 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= \phi f'cbd^2\omega(1 - 0.59\omega) = 0.9 * 210 * 25 * 54^2\omega(1 - 0.59\omega) \\ &= 13272525\omega(1 - 0.59\omega) = Mu = 9.71 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\text{Despejando: } \omega = 0.0752$$

$$\rho = \omega \frac{f'c}{fy} = \omega \frac{210}{4200} = 0.00376$$

$$As = \rho bd = 5.08 \text{ cm}^2$$

Se coloca $As = 2\phi 3/4" = 5.70 \text{ cm}^2$.

Sección S9-S9:

$$Mu = 24.54 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= \phi f'cbd^2\omega(1 - 0.59\omega) = 0.9 * 210 * 25 * 52^2\omega(1 - 0.59\omega) \\ &= 13272525\omega(1 - 0.59\omega) = Mu = 24.54 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\text{Despejando: } \omega = 0.2152$$

$$\rho = \omega \frac{f'c}{fy} = \omega \frac{210}{4200} = 0.01076$$

$$As = \rho bd = 13.99 \text{ cm}^2$$

Se coloca $As = 5\phi 3/4" = 14.25 \text{ cm}^2$.

El diseño cumple por resistencia a flexión.

Verificación de resistencia a cortante y capacidad

La resistencia a cortante del concreto se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi Vc = 0.53x0.85x\sqrt{f'c}xbxd = 0.53x0.85x\sqrt{210}x25x53 = 8.65 \text{ ton}$$

La fuerza cortante última es $V_u = 16.84$ ton.

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 16.84 - 8.65 = 8.19 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 53}{8190} = 38.6 \text{ cm}$$

La distribución mínima de estribos de acuerdo a 21.4 es:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} d/4 = 13 \text{ cm} \\ 10 \text{ dbl} = 16 \text{ cm} \\ 24 \text{ dbe} = 23 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La separación de estribos usada es: $1\emptyset 3/8''$: $1@.05$ m, $10@.125$ m, resto $@.25$ m.

Las cortantes nominales son 30.04 ton para una separación de 0.125 m y 19.32 ton para una separación de 0.25 m. Se verifica en la figura 15 que el cortante último es menor al cortante nominal.

Control de fisuración

Se realizará el control de fisuración para la sección S7-S7.

Se calcula el área efectiva del concreto en tracción:

$$Y_s = 5.75 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = \frac{2Y_s b}{\#barras} = \frac{2 \cdot 57.5 \cdot 250}{2} = 14375 \text{ mm}^2$$

Se calcula el esfuerzo del acero a tracción

$$f_s = \frac{M_s}{A_s \cdot 0.9d} = \frac{6.15 \cdot 10^5}{5.70 \cdot 0.9 \cdot 54} = 2220 \text{ kg/cm}^2 = 226 \text{ MPa}$$

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}} = 226 \sqrt[3]{57.5 \cdot 14375} = 21.21 \text{ kN/mm}$$

Se verifica que el factor Z no supera el límite admisible. El diseño cumple por fisuramiento.

Verificación de deflexiones

Las deflexiones obtenidas del análisis estructural con la inercia bruta son:

$$\Delta cm_{ETABS} = 0.21 \text{ cm}$$

$$\Delta cv_{ETABS} = 0.04 \text{ cm}$$

El momento de agrietamiento es:

$$Mcr = \frac{frIg}{yt} = \frac{28.98 * 450000}{30} = 434741 \text{ kg.cm} = 4.34 \text{ ton.m}$$

Como $M_s = 6.15 \text{ ton.m}$ es mayor a M_{cr} , se calcula las deflexiones con la inercia efectiva.

$$I_{ef} = \left(\frac{Mcr}{Ms}\right)^3 * I_o + \left[1 - \left(\frac{Mcr}{Ms}\right)^3\right] * I_2 = 239381 \text{ cm}^4$$

$$\Delta cm = 0.21 * \frac{Ig}{I_{ef}} = 0.39 \text{ cm}$$

$$\Delta cv = 0.04 * \frac{Ig}{I_{ef}} = 0.08 \text{ cm}$$

Se calcula las deflexiones diferidas y se calcula la deflexión total, considerando el 30% de la carga viva.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50p'} = 1.67$$

$$\Delta dif_{cm} = 0.70 \text{ cm}$$

$$\Delta dif_{cv} = 0.08 \text{ cm}$$

$$\Delta total = 0.72 \text{ cm}$$

Se verifica que cumplan el límite admisible.

$$\Delta max = \frac{L}{480} = 0.83 \text{ cm} > \Delta total, \text{ Cumple.}$$

El diseño cumple por deflexiones.

En la figura 17 se muestra el desarrollo de la viga VT-102.

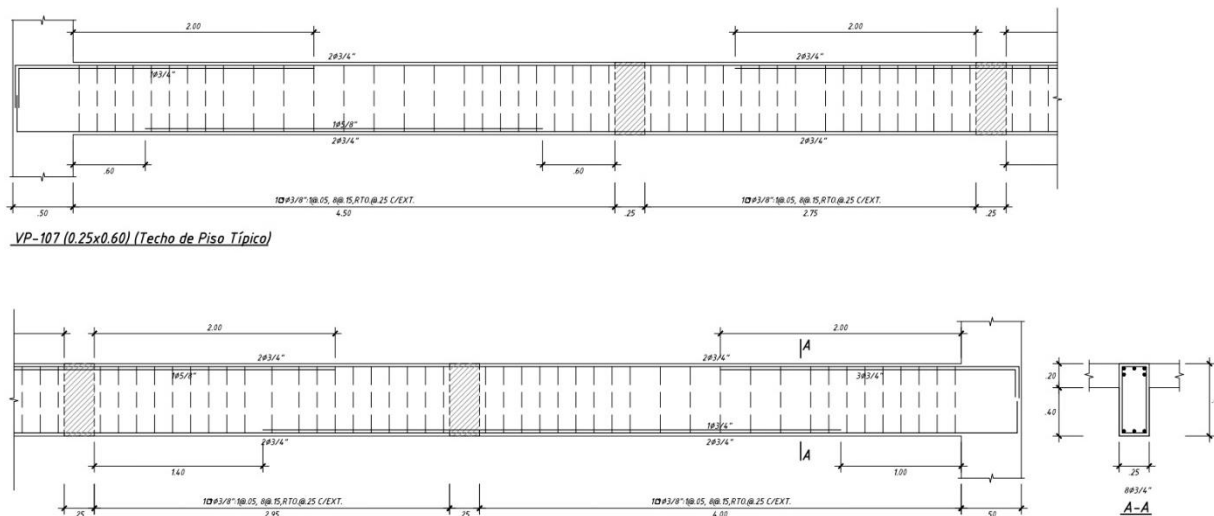


Figura 17: Desarrollo de viga VT-102. Fuente: Propia.

6.2.3 Ejemplo de diseño de viga sísmica

Se muestra el diseño de la viga VT-105 (0.25x0.60) comprendida en los ejes F,1-4. En la figura 18 se muestra la envolvente de solicitaciones por cortante y flexión.

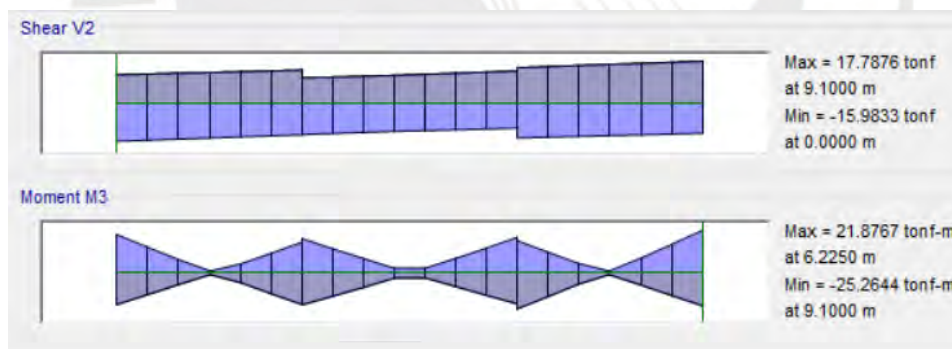


Figura 18: Envolvente de solicitaciones por fuerza cortante y momento flector. Fuente: Propia.

Cálculo de acero mínimo y resistencia a flexión

Para el acero mínimo se obtuvo lo siguiente:

$$S^- = \frac{I_g}{y} = \frac{450000}{30} = 15000 \text{ cm}^3$$

$$A_{smin} \approx \frac{1.2(S * f_r)}{0.9f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{1.2(15000 * 28.98)}{0.9 * 4200 * 51.30} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Se usa $A_s = 3\emptyset 3/4" = 8.55 \text{ cm}^2$. El momento nominal es $\emptyset M_n = 16.52 \text{ ton.m}$

Se verifica en la figura 18 que el momento último es mayor al momento nominal. Se debe incluir bastones en las secciones S1-S1, S2-S2, las cuales se muestran en el esquema de la figura 19.

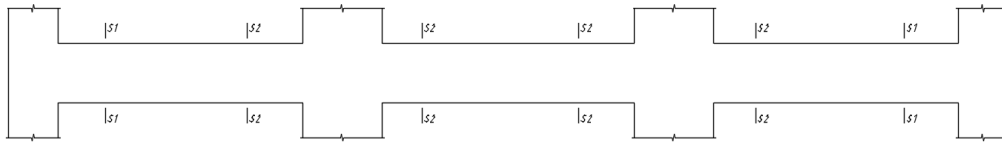


Figura 19: Secciones de diseño de viga sismática. Fuente: Propia.

Se calcula el acero requerido en los bastones.

Sección S1-S1:

$$M_u- = 25.26 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \emptyset M_n &= \emptyset f' c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega) = 0.9 * 210 * 25 * 52^2 \omega (1 - 0.59 \omega) \\ &= 13272525 \omega (1 - 0.59 \omega) = M_u = 25.26 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Despejando: } \omega = 0.1732$$

$$\rho = \omega \frac{f' c}{f_y} = \omega \frac{210}{4200} = 0.00866$$

$$A_s = \rho b d = 13.51 \text{ cm}^2$$

Se coloca $A_s = 5\emptyset 3/4" = 14.25 \text{ cm}^2$.

$$M_u+ = 21.87 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \emptyset M_n &= \emptyset f' c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega) = 0.9 * 210 * 25 * 53^2 \omega (1 - 0.59 \omega) \\ &= 13272525 \omega (1 - 0.59 \omega) = M_u = 21.87 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Despejando: } \omega = 0.1338$$

$$\rho = \omega \frac{f' c}{f_y} = \omega \frac{210}{4200} = 0.00669$$

$$A_s = \rho b d = 11.34 \text{ cm}^2$$

Se coloca $A_s = 4\emptyset 3/4" = 11.40 \text{ cm}^2$.

Sección S2-S2:

$$Mu- = 15.91 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi f'cbd^2\omega(1 - 0.59\omega) = 0.9 * 210 * 25 * 53^2\omega(1 - 0.59\omega) \\ &= 13272525\omega(1 - 0.59\omega) = Mu = 15.91 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Despejando: } \omega = 0.0869$$

$$\rho = \omega \frac{f'c}{fy} = \omega \frac{210}{4200} = 0.00434$$

$$As = \rho bd = 8.21 \text{ cm}^2$$

Se coloca $As = 3\phi 3/4" = 8.55 \text{ cm}^2$.

$$Mu+ = 15.86 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi f'cbd^2\omega(1 - 0.59\omega) = 0.9 * 210 * 25 * 53^2\omega(1 - 0.59\omega) \\ &= 13272525\omega(1 - 0.59\omega) = Mu = 15.86 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Despejando: } \omega = 0.0867$$

$$\rho = \omega \frac{f'c}{fy} = \omega \frac{210}{4200} = 0.00433$$

$$As = \rho bd = 8.19 \text{ cm}^2$$

Se coloca $As = 3\phi 3/4" = 8.55 \text{ cm}^2$.

El diseño cumple por resistencia a flexión.

Verificación por fuerza cortante y capacidad

La resistencia a cortante del concreto se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi Vc = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 35 \times 53 = 12.11 \text{ ton}$$

$$\phi Vs = Vu - \phi Vc = 17.79 - 12.11 = 5.68 \text{ ton}$$

$$s = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = \frac{1.42 * 4200 * 53}{6682} = 47.30 \text{ cm}$$

La distribución mínima de estribos de acuerdo a 21.4 es:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} d/4 = 13 \text{ cm} \\ 10 \text{ dbl} = 16 \text{ cm} \\ 24 \text{ dbe} = 23 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

La separación de estribos es: $1\phi 3/8": 1@.05 \text{ m}$, resto @.125 m.

Las cortantes nominales son 33.60 ton para una separación de 0.125 m. Se verifica en la figura 18 que el cortante último es menor al cortante nominal.

Se verifica que la separación adoptada cumpla por capacidad:

$$V_{cu} = \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} = \frac{(26.78 + 16.52)}{2.425} + \frac{0.97 * 2.425}{2} = 19.04 \text{ ton}$$

$$V_{cu}(2.5 * \text{sismo}) = 36.21 \text{ ton}$$

La fuerza cortante por capacidad es $V_c = 19.04 \text{ ton}$, la cual es menor que la cortante nominal instalada.

El diseño cumple por corte y capacidad.

En la figura 20 se muestra el desarrollo de la viga VT-105.

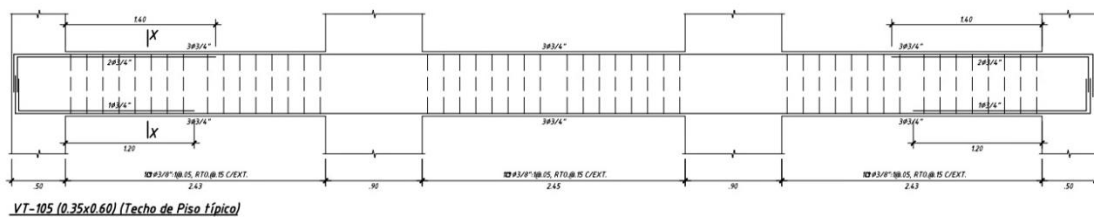


Figura 20: Desarrollo de VT-105. Fuente: Propia.

6.3 DISEÑO DE COLUMNAS

6.3.1 Descripción del diseño de columnas

Para el análisis y diseño de columnas se utilizó el software ETABS. Se estableció los casos de carga por gravedad y sísmicas y se hizo las combinaciones de cargas últimas de acuerdo con lo mencionados en las consideraciones generales.

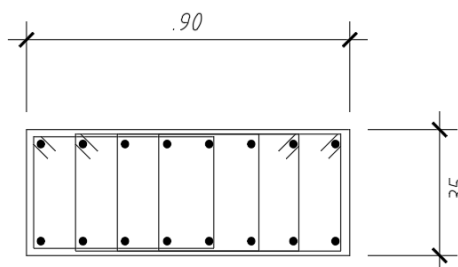
Luego se obtuvo las cargas aplicadas en la base de la columna. Luego, se definió el acero longitudinal de la columna con la cuantía mínima admitida por la norma.

De ahí se obtuvo el diagrama de interacción a partir de la sección definida y se colocó las combinaciones P vs. M. Luego, se verificó que las combinaciones de cargas se encuentran dentro de la superficie de interacción para que el diseño cumpla por flexocompresión.

Finalmente se verificó la resistencia a cortante de la columna, el armado de los estribos y el espaciamiento máximo en la zona de confinamiento por capacidad. Este procedimiento se realizó para el diseño de cada columna.

6.3.2 Ejemplo de diseño de columna

Se muestra el diseño de la columna C-02 (0.35x0.90) ubicada en los ejes F,3. Para esta columna se distribuyó el acero longitudinal de la siguiente manera:



16 $\phi 5/8$ "
 4 $\square \phi 3/8$ " : 1@.05, 10@.10, Rto@.25
 (Desde cada Extremo)

Figura 21: Modelo de columna C-02. Fuente: Propia.

Cálculo de acero mínimo y resistencia a flexocompresión

Para el armado de las columnas se distribuyó tentativamente el área de acero que se obtiene de una cuantía de 1%, de manera simétrica y uniforme. La figura 21 muestra la distribución de barras de acero en la columna C-02. Luego, se obtuvo la superficie de interacción de la columna, mostrado en la figura 22.

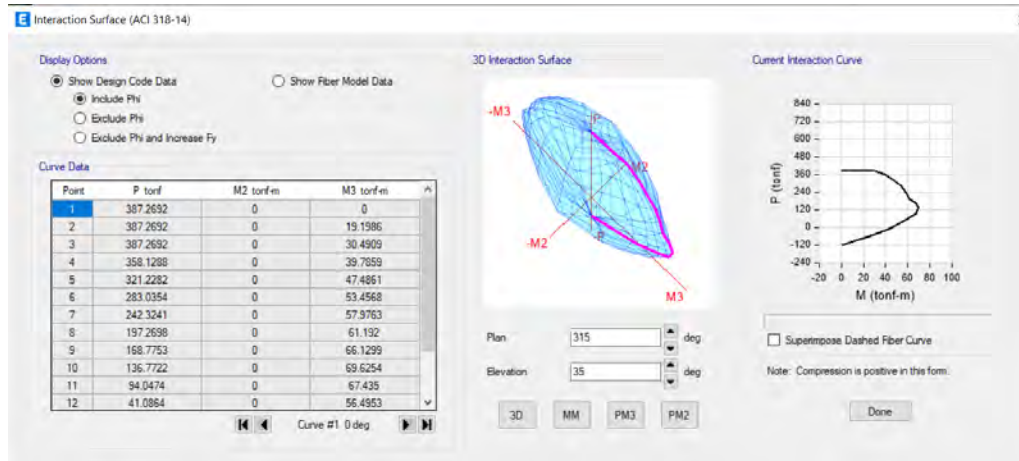


Figura 22: Superficie de interacción de columna C-02. Fuente: Propia.

Se muestran las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos generados en la base de la columna en la tabla 13 y la combinación de estas en la tabla 14.

Tabla 13. Cargas en la columna C-02. Fuente: Propia.

Caso de carga	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Carga muerta	-55.03	-0.24	-2.14	0.00	-2.80	-0.23
Carga viva	-7.91	-0.05	-0.57	0.00	-0.86	-0.06
Sismo X	12.57	12.16	0.37	0.16	0.61	27.54
Sismo Y	12.95	4.29	0.79	0.15	1.81	9.69

Tabla 14. Combinación de cargas en la columna C-02. Fuente: Propia.

Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	90.49	-0.42	-3.96	0.00	-5.37	-0.42
1.25(CM+CV) + SX	66.11	11.80	-3.02	0.16	-3.96	27.18
1.25(CM+CV) - SX	91.24	-12.52	-3.75	-0.16	-5.17	-27.89
1.25(CM+CV) + SY	65.73	3.94	-2.60	0.15	-2.76	9.33
1.25(CM+CV) - SY	91.62	-4.65	-4.17	-0.15	-6.37	-10.04
0.9CM+SX	36.96	11.95	-1.56	0.16	-1.91	27.33
0.9CM-SX	62.09	-12.38	-2.29	-0.16	-3.12	-27.74
0.9CM+SY	36.58	4.08	-1.14	0.15	-0.71	9.48
0.9CM-SY	62.47	-4.51	-2.71	-0.15	-4.32	-9.89

Se verifica que ninguna combinación P vs M se encuentre fuera de la superficie de interacción.

Para ello se muestran los diagramas de interacción (P vs M) en el sentido principal y secundario (figuras 23 y 24) y cortes de la envolvente (M2 vs M3) para mostrar la flexión biaxial en los casos más críticos (figuras 25 y 26).

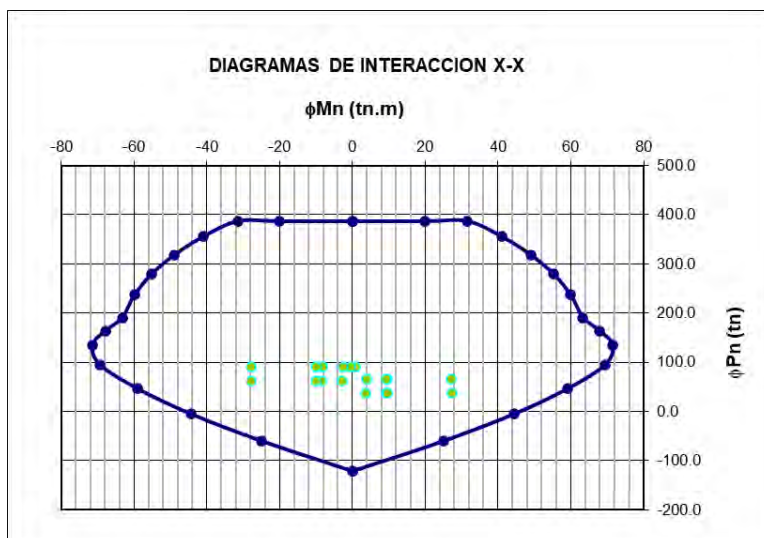


Figura 23: Diagrama de interacción con solicitaciones últimas – sentido X. Fuente: Propia.

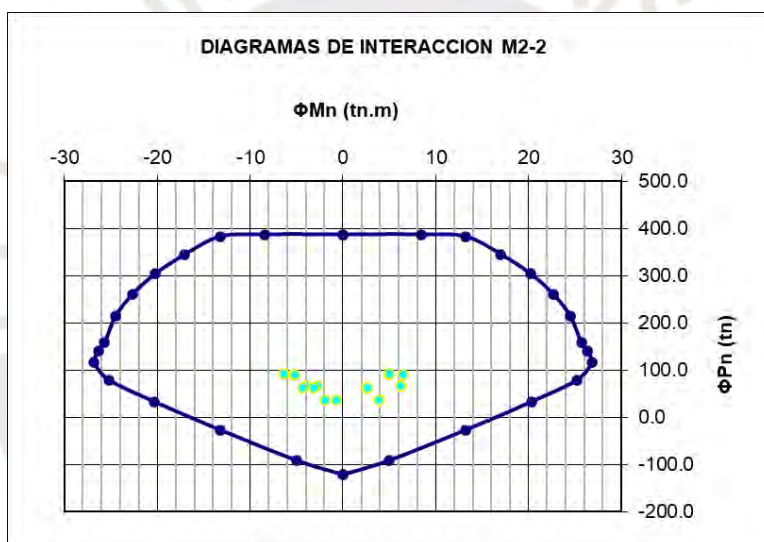


Figura 24: Diagrama de interacción con solicitaciones últimas – sentido Y. Fuente: Propia.

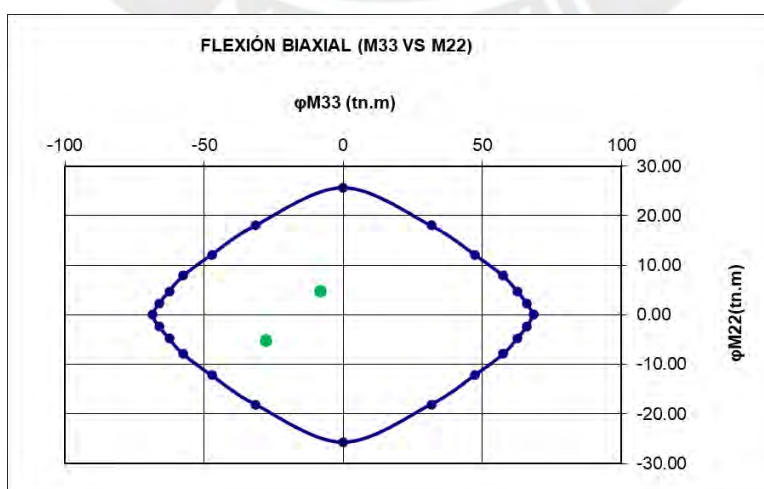


Figura 25: Diagrama de flexión biaxial por cargas de sismo en X ($P_u = 91.24$ ton). Fuente: Propia.

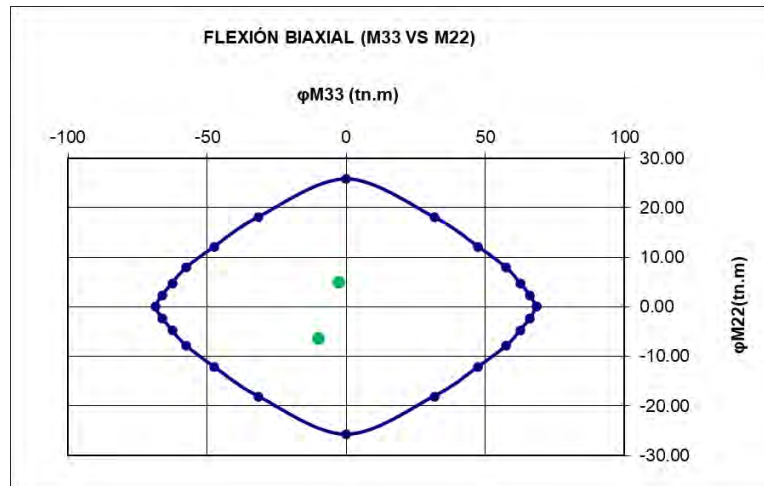


Figura 26: Diagrama de flexión biaxial por cargas de sismo en Y ($P_u = 91.62$ ton).

Fuente: Propia.

Se concluye que el diseño cumple por flexocompresión.

Verificación por fuerza cortante y capacidad

La fuerza cortante última en la dirección X es 12.52 ton, y la fuerza cortante última en la dirección Y es 4.17 ton. La fuerza cortante resistente se calcula con:

$$\phi V_{cx} = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 35 \times 84 = 19.19 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cy} = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 90 \times 29 = 17.04 \text{ ton}$$

La resistencia a cortante es superior a la sollicitación, por lo que se requiere un espaciamiento mínimo.

La distribución mínima de estribos de acuerdo a 21.4 es:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} 8dbl = 12.70 \text{ cm} \\ b/2 = 17.50 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La longitud de confinamiento es:

$$L_o = \max \left\{ \begin{array}{l} h/6 = 40 \text{ cm} \\ d_{\max} = 90 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{array} \right\} = 90 \text{ cm}$$

La separación de estribos es: $1\emptyset 3/8$: 1@.05 m, 10@.10 m, resto @.25 m.

Las cortantes nominales son 69.29 ton para una separación de 0.10 m y 39.23 ton para una separación de 0.25 m. Se verifica en la tabla 14 que el cortante último es menor al cortante nominal.

Se verifica que la separación adoptada cumpla por capacidad:

Análisis en X:

$$V_{cu-x} = \frac{(M_{ni} + M_{ns})}{hn} = \frac{(65.60 + 65.60)}{2.40} = 54.67 \text{ ton}$$

$$V_{cu-x} (2.5 * sismo) = 30.76 \text{ ton}$$

La fuerza cortante por capacidad en el eje X es $V_c = 30.76$ ton, la cual es menor que la cortante nominal instalada.

Análisis en Y:

$$V_{cu-y} = \frac{(M_{ni} + M_{ns})}{hn} = \frac{(22.60 + 22.60)}{2.40} = 18.83 \text{ ton}$$

$$V_{cu-y} (2.5 * sismo) = 5.38 \text{ ton}$$

La fuerza cortante por capacidad en el eje Y es $V_c = 5.38$ ton, la cual es menor que la cortante nominal instalada.

6.4 DISEÑO DE PLACAS

6.4.1 Descripción del diseño de placas

Para el análisis y diseño de columnas se utilizó el software ETABS. Se estableció los casos de carga por gravedad y sísmicas y se hizo las combinaciones de cargas últimas de acuerdo con lo mencionados en las consideraciones generales.

Luego se obtuvo las cargas aplicadas en la base de la columna. Luego, se definió el acero longitudinal de la columna con la cuantía mínima admitida por la norma. De ahí, se obtuvo el diagrama de interacción a partir de la sección definida y se colocó las combinaciones P vs. M.

Luego, se verificó que las combinaciones de cargas se encuentran dentro de la superficie de interacción para que el diseño cumpla por flexocompresión.

Finalmente, se verificó la longitud de confinamiento de acuerdo con 21.9.7, y se verificó la resistencia a cortante de la placa y el espaciamiento máximo en la zona de confinamiento por capacidad.

Este procedimiento se realizó para el diseño de cada placa.

6.4.2 Ejemplo de diseño de placa

Se muestra el diseño de la placa PL-02 comprendida en los ejes D-E,1-2. Para esta placa se distribuyó el acero longitudinal como se muestra en la figura 27.

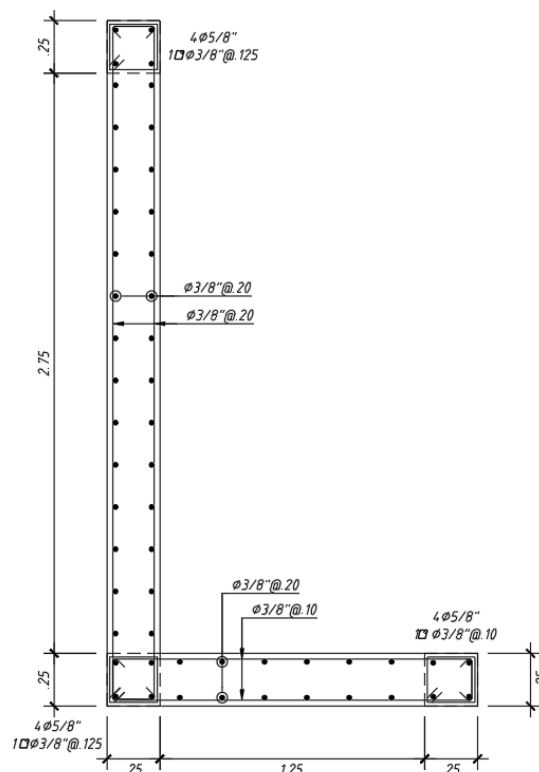


Figura 27. Modelo de placa PL-02. Fuente: Propia.

Cálculo de acero mínimo y resistencia a flexocompresión

Para el armado de las placas se usó núcleos confinados de 25x25 cm y acero distribuido en el alma del muro. Para los núcleos confinados se usó una cuantía de 1% armada con 4 $\phi 5/8"$.

Para el acero distribuido en el alma del muro se colocó la cuantía mínima horizontal y vertical de acuerdo con E.060, artículo 21.9.4 en dos capas.

Se asume una cuantía mínima de 0.0025, la cual se verificará para cada muro.

$$Ash = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Se usa $\emptyset 3/8" @ .20 \text{ m}$

La cuantía mínima usada para acero vertical es:

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

$$Ash = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Se usa $\emptyset 3/8" @ .20 \text{ m}$

Se obtuvo la superficie de interacción de la placa PL-02, mostrado en la figura 28.

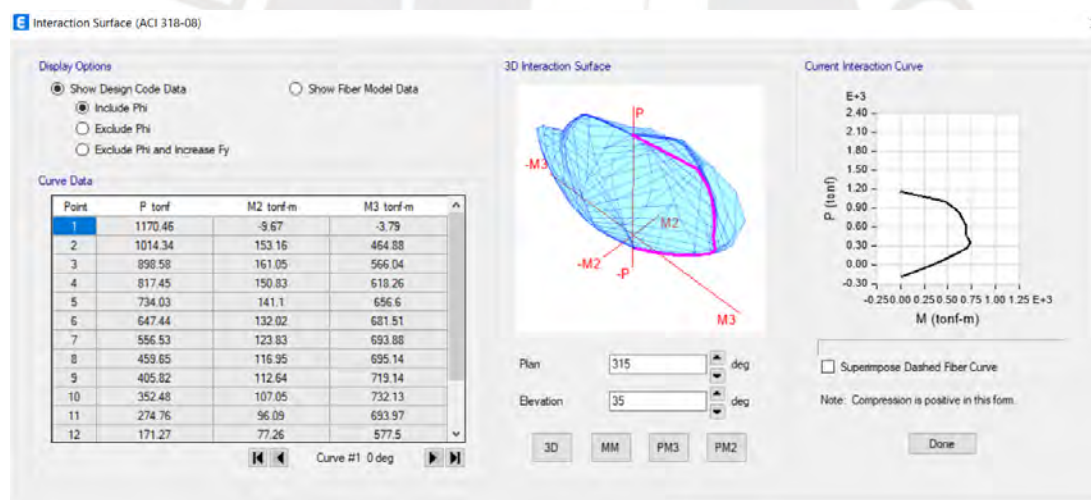


Figura 28. Superficie de interacción de la placa PL-02. Fuente: Propia.

En la tabla 15 muestran las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos generados en la base de la placa.

Tabla 15. Cargas en la placa PL-02.

Caso de carga	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Carga muerta	-160.95	-2.04	11.35	-10.46	14.38	-19.85
Carga viva	-28.08	-0.85	2.89	-2.58	3.65	-5.59
Sismo X	26.53	17.46	22.36	24.73	119.23	121.52
Sismo Y	12.89	44.85	8.17	16.25	73.08	311.89

A partir del cuadro anterior se obtienen las combinaciones de cargas en la base de la placa.

Tabla 16. Combinación de cargas en la placa PL-02.

Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	273.07	-4.31	20.80	-21.38	26.33	-37.29
1.25(CM+CV) + SX	209.76	13.84	40.16	8.44	141.76	89.73
1.25(CM+CV) - SX	262.83	-21.08	-4.56	-41.02	-96.70	-153.32
1.25(CM+CV) + SY	223.40	41.23	25.97	-0.04	95.61	280.09
1.25(CM+CV) - SY	249.19	-48.47	9.62	-32.54	-50.55	-343.69
0.9CM+SX	118.32	15.62	32.58	22.41	132.17	103.66
0.9CM-SX	171.39	-19.30	-12.14	-27.05	-106.29	-139.39
0.9CM+SY	131.96	43.01	18.39	13.93	86.02	294.03
0.9CM-SY	157.75	-46.69	2.04	-18.57	-60.14	-329.76

Se verifica que ninguna combinación P vs M se encuentre fuera de la superficie de interacción.

Para ello se muestran los diagramas de interacción (P vs M) en el sentido principal y secundario (figuras 29 y 30) y cortes de la envolvente (M2 vs M3) para mostrar la flexión biaxial en los casos más críticos (figuras 31 y 32).

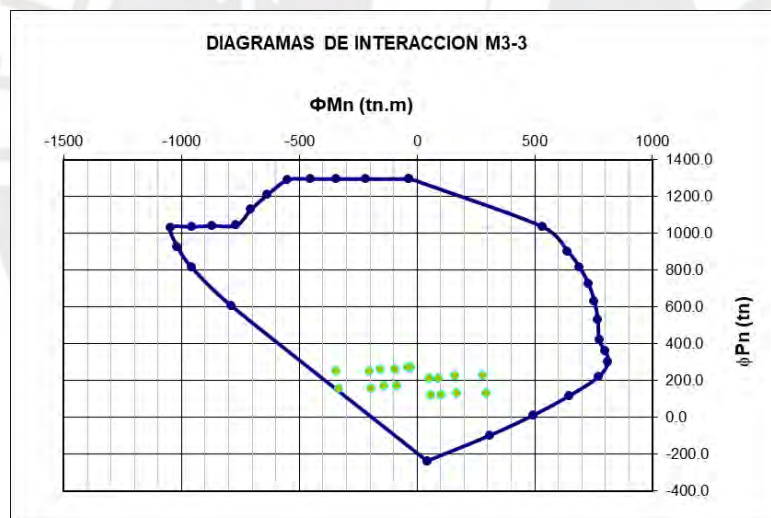


Figura 29: Diagrama de interacción con solicitaciones últimas – sentido X. Fuente: Propia.

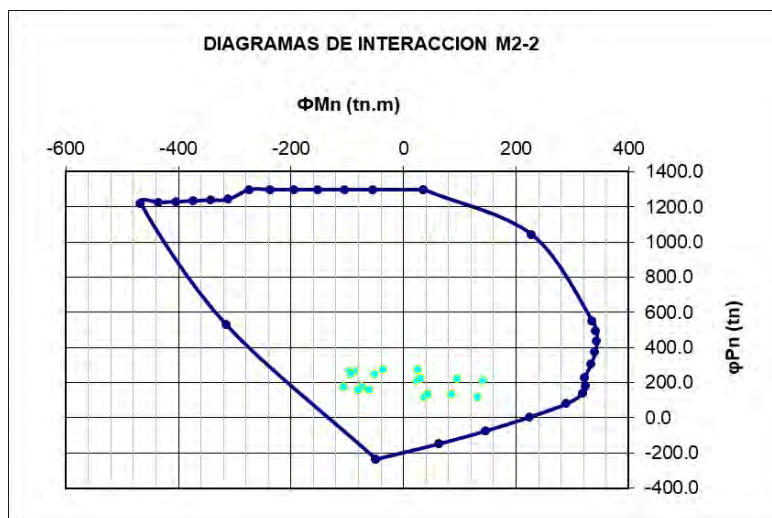


Figura 30: Diagrama de interacción con solicitaciones últimas – sentido Y. Fuente: Propia.

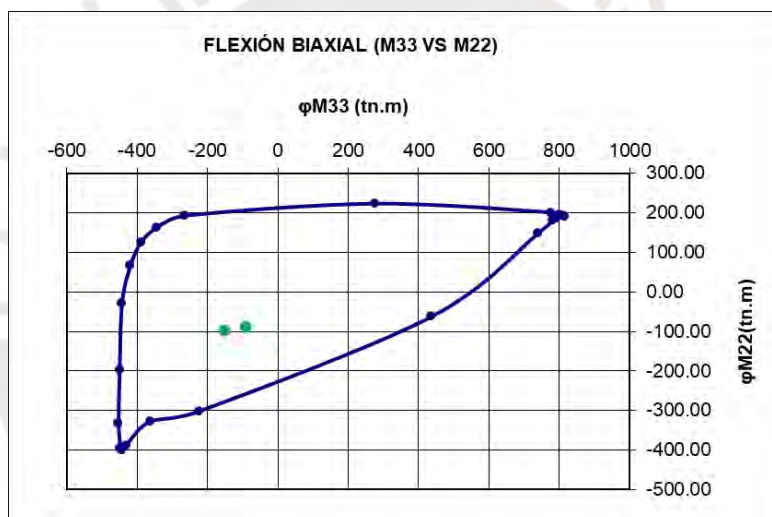


Figura 31: Diagrama de flexión biaxial por cargas de sismo en X ($P_u = 262.83$ ton).
Fuente: Propia.

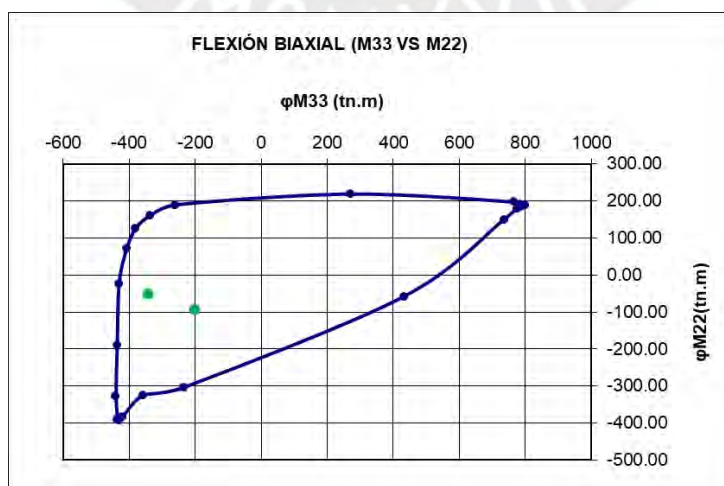


Figura 32: Diagrama de flexión biaxial por cargas de sismo en Y ($P_u = 249.19$ ton).
Fuente: Propia.

Se concluye que el diseño cumple por flexocompresión.

Verificación del núcleo de confinamiento

Eje Y:

Se calcula la profundidad del eje neutro máxima con:

$$c_{max} = \frac{lm}{600\left(\frac{du}{hm}\right)} = \frac{325}{600(0.005)} = 108 \text{ cm}$$

En la figura 33 se muestra la obtención de la elongación del acero para el cálculo de la posición del eje neutro.

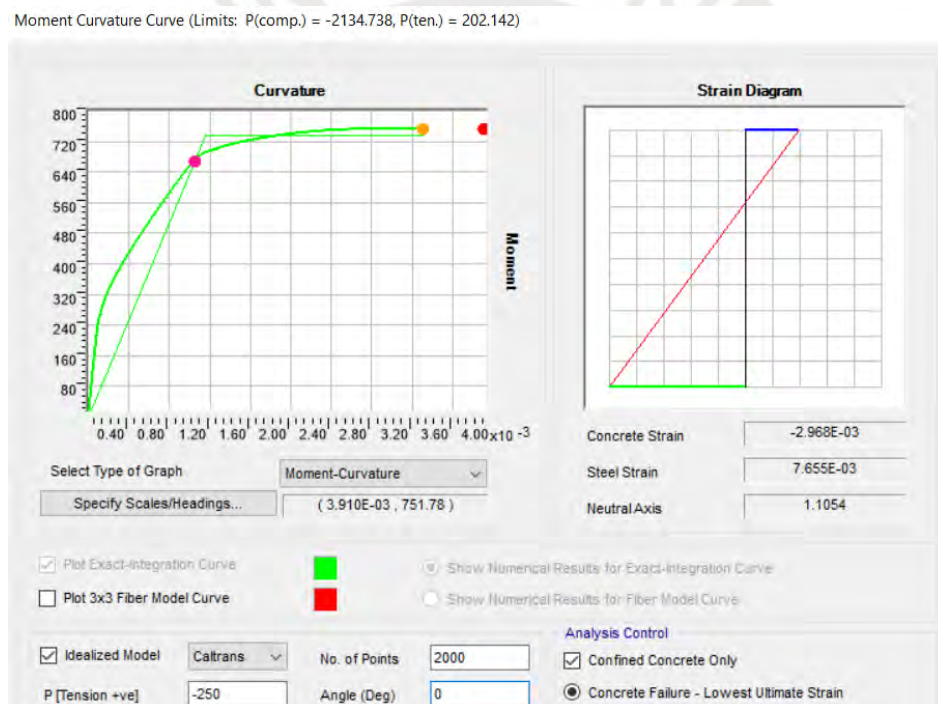


Figura 33: Cálculo de curvatura de capacidad de la placa PL-02 – Eje Y. Fuente: Propia.

La curvatura que agota la capacidad máxima del concreto es

$$\varphi = 0.00765 \text{ } 1/\text{cm}$$

La posición del eje neutro medida desde el punto de origen del modelo de la placa es 91 cm, el cual es menor a la posición del eje neutro límite. No se requiere mayor confinamiento que el mínimo definido.

Eje X:

Se calcula la profundidad del eje neutro máxima con:

$$c_{max} = \frac{lm}{600\left(\frac{du}{hm}\right)} = \frac{175}{600(0.005)} = 58 \text{ cm}$$

En la figura 34 se muestra la obtención de la elongación del acero para el cálculo de la posición del eje neutro.

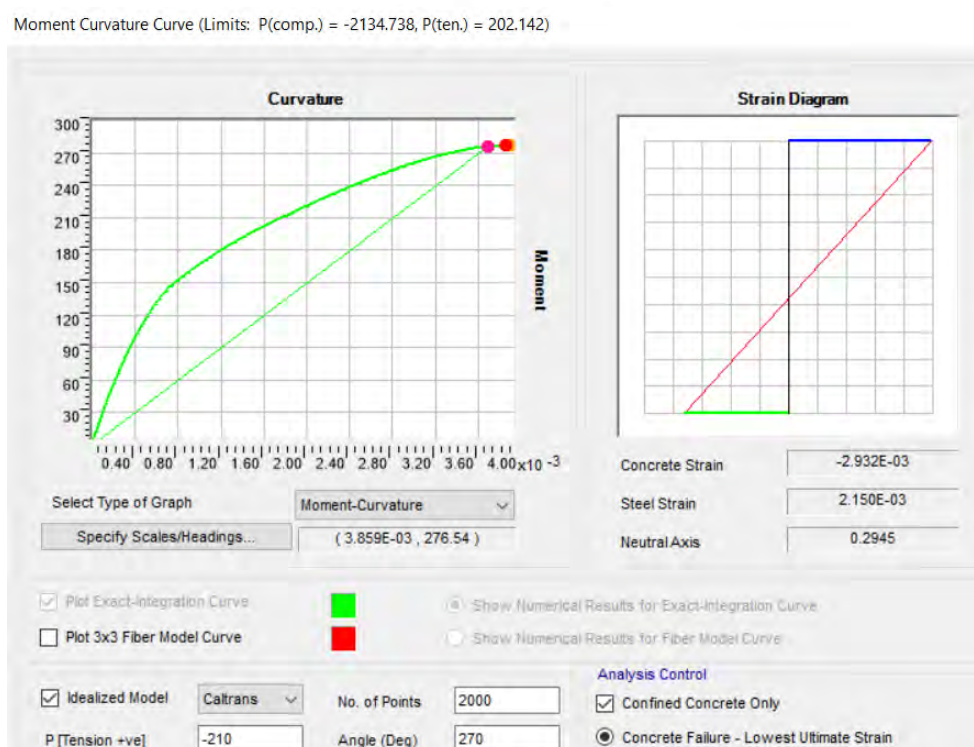


Figura 34: Cálculo de curvatura de capacidad de la placa PL-02 – Eje X. Fuente: Propia.

La curvatura que agota la capacidad máxima del concreto es

$$\varphi = 0.00215 \text{ 1/cm}$$

La posición del eje neutro medida desde el punto de origen del modelo de la placa es 100 cm, el cual es mayor a la posición del eje neutro límite. Se calcula la longitud de confinamiento:

$$c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1lm = 100 - 0.1 * 175 = 82.5 \text{ cm} \\ \frac{c}{2} = 50 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Se coloca un núcleo confinado de 85 cm.

Verificación por fuerza cortante

La fuerza cortante última en la dirección X es 40.16 ton, y la fuerza cortante última en la dirección Y es 48.47 ton. La fuerza cortante resistente se calcula con:

$$\phi V_{cx} = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{f'_{cx}} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 25 \times 175 \times 0.8 = 22.85 \text{ ton}$$

$$V_{sx} = \frac{V_u - \phi V_{cx}}{\phi} = \frac{40.16 - 22.85}{0.85} = 20.36 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cy} = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{f'_{cy}} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 25 \times 325 \times 0.8 = 42.43 \text{ ton}$$

$$V_{sy} = \frac{V_u - \phi V_{cy}}{\phi} = \frac{48.47 - 42.43}{0.85} = 7.10 \text{ ton}$$

Se calcula el espaciamiento máximo por cortante.

$$s_x = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{sx}} = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 175 \cdot 0.8}{20360} = 41.00 \text{ cm}$$

$$s_y = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{sy}} = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 325 \cdot 0.8}{7100} = 218.40 \text{ cm}$$

La separación de refuerzo horizontal es 20 cm, por tanto, se cumple por cortante.

Verificación por capacidad

Eje X:

Se calcula la fuerza cortante amplificada por capacidad:

$$V_{ux} = \frac{M_n}{M_{ua}} \cdot V_{ua} = \frac{322.60}{141.76} \cdot 40.16 = 91.39 \text{ ton}$$

Se calcula el espaciamiento máximo del acero horizontal en la zona de confinamiento:

$$V_{sx} = \frac{V_u - \phi V_{cx}}{\phi} = \frac{91.39 - 22.85}{0.85} = 80.63 \text{ ton}$$

$$s_x = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 175 \cdot 0.8}{80630} = 10.39 \text{ cm}$$

Se coloca acero horizontal $\phi 3/8 @ .10 \text{ m}$.

Eje Y:

Se calcula la fuerza cortante amplificada por capacidad:

$$V_{ux} = \frac{M_n}{M_{ua}} * V_{ua} = \frac{717.20}{280.09} * 48.47 = 124.11 \text{ ton}$$

Se calcula el espaciamiento máximo del acero horizontal en la zona de confinamiento:

$$V_{sy} = \frac{V_u - \phi V_{cx}}{\phi} = \frac{124.11 - 42.43}{0.85} = 96.08 \text{ ton}$$

$$s_y = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.42 * 4200 * 175 * 0.8}{96080} = 16.20 \text{ cm}$$

Se coloca acero horizontal $\phi 3/8 @ .10$ m.

La longitud de confinamiento es:

$$L_o = \max \left\{ \begin{array}{l} l_m = 325 \text{ cm} \\ \frac{M_u}{4V_u} = \frac{343.69}{4 * 48.47} = 1.77 \text{ m} \\ h2p = 600 \text{ cm} \end{array} \right\} = 600 \text{ cm}$$

Finalmente, se muestra el armado de la placa en la figura 35.

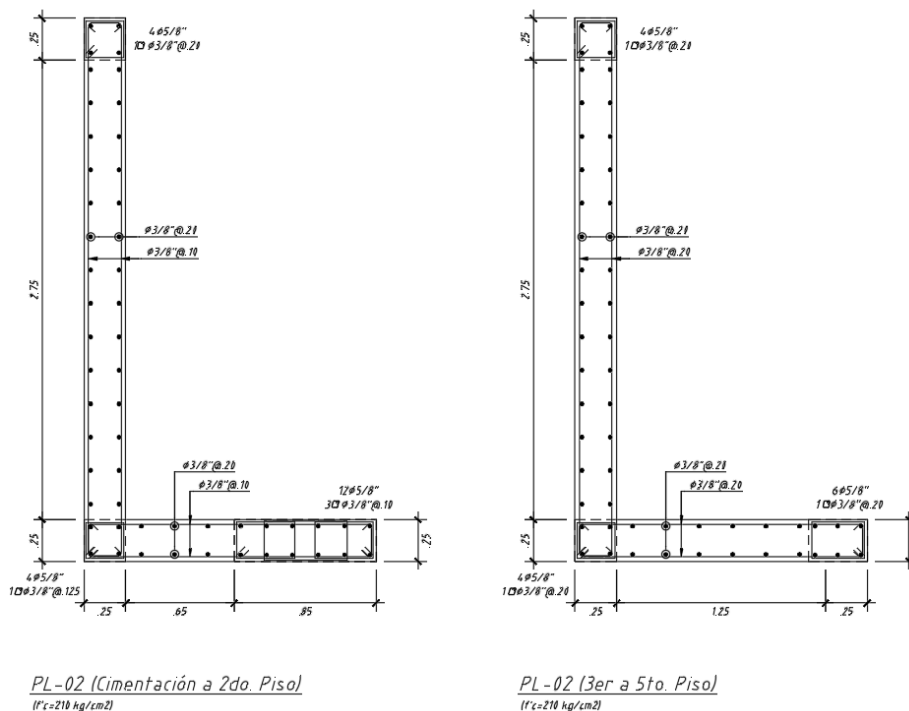


Figura 35. Placa PL-02. Fuente: Propia.

6.5 DISEÑO DE CIMENTACIONES

6.5.1 Descripción del diseño de cimentación

Para el análisis y diseño de cimentaciones se utilizó el software ETABS. Se estableció los casos de carga por gravedad y sismo. Luego se hizo las combinaciones de cargas últimas.

Para el dimensionamiento de las cimentaciones, se verificó que los esfuerzos formados en el suelo de apoyo sean menores a los esfuerzos admisibles por gravedad ($\sigma=23 \text{ ton/m}^2$) y por sismo ($\sigma=30.59 \text{ ton/m}^2$). Luego, se obtuvo la envolvente de esfuerzos últimos en el suelo de apoyo. Con ello se obtuvo las cargas de diseño para las zapatas y las vigas de cimentación.

6.5.2 Ejemplo de diseño de cimentación

Se dimensiona la cimentación por esfuerzos admisibles en el terreno. En las figuras 36 a 38 se muestra los esfuerzos en el suelo de cimentación del edificio por cargas de gravedad y sísmicas.

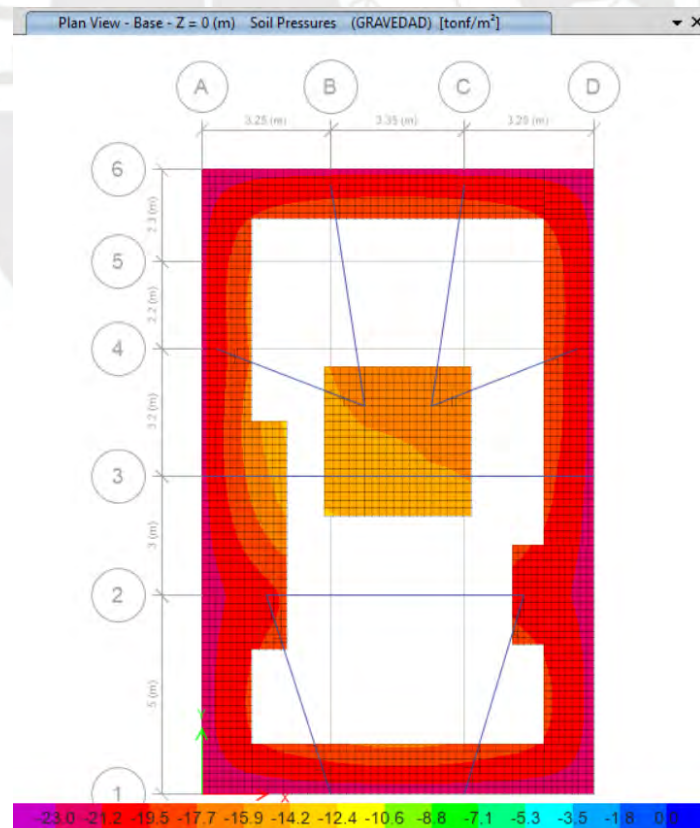


Figura 36: Esfuerzos por cargas de gravedad. Fuente: Propia.

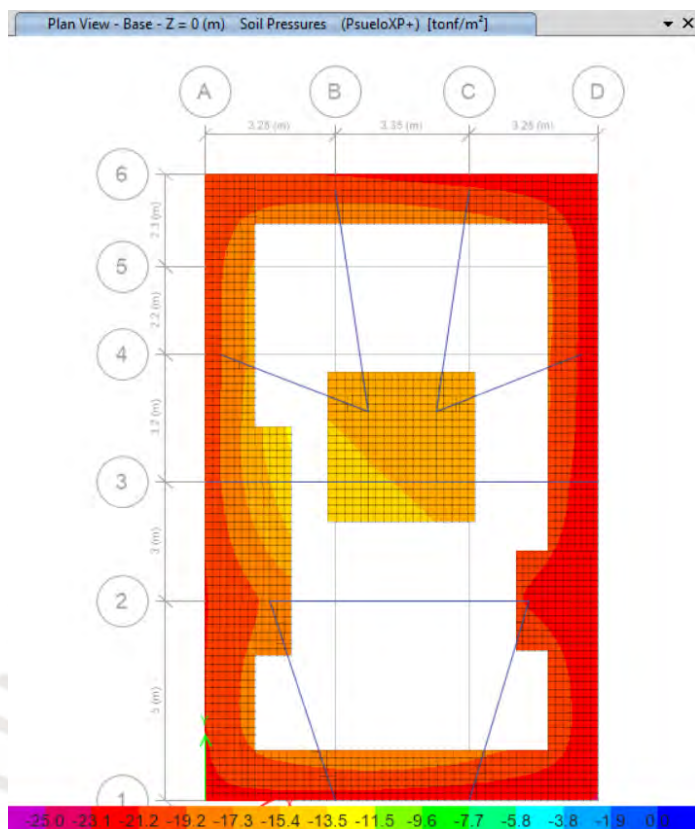


Figura 37: Esfuerzos por carga sísmicas en X. Fuente: Propia.

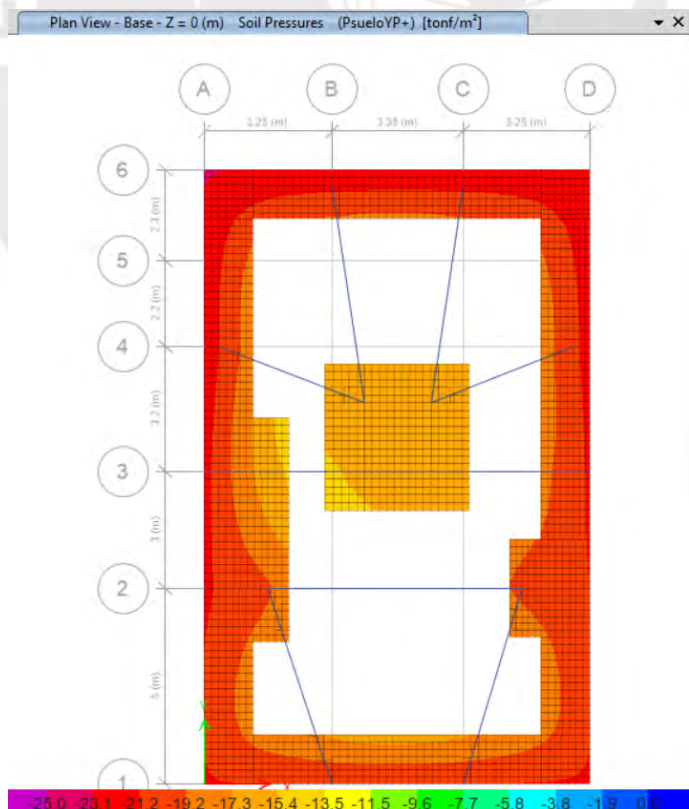


Figura 38: Esfuerzos por carga sísmica en Y. Fuente: Propia.

En la figura 39 se muestra la envolvente de esfuerzos últimos en el suelo de cimentación del edificio. Con estos esfuerzos se obtuvo las fuerzas internas para el diseño.

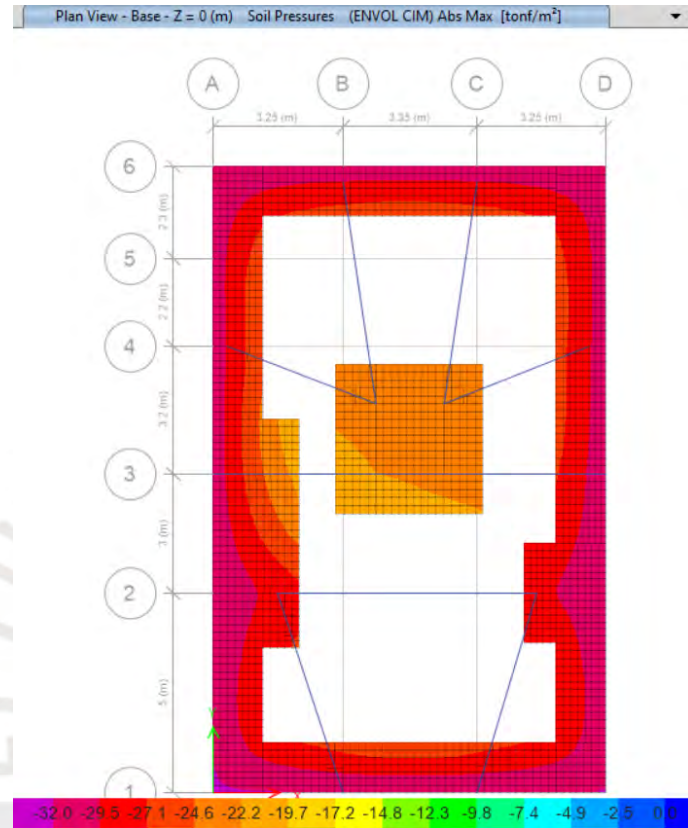


Figura 39: Envolvente de esfuerzos últimos. Fuente: Propia.

Verificación por fuerza cortante

La resistencia al corte en una sola dirección para zapata esta especificada en la Norma E.060 por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50 = 32641 \text{ kg} \\ &= 32.6 \text{ ton} \end{aligned}$$

En las figuras 40 y 41 se muestra la envolvente de fuerzas cortantes últimas en la zapata. Aquí se verifica que ninguna zona supera la resistencia por cortante calculada.

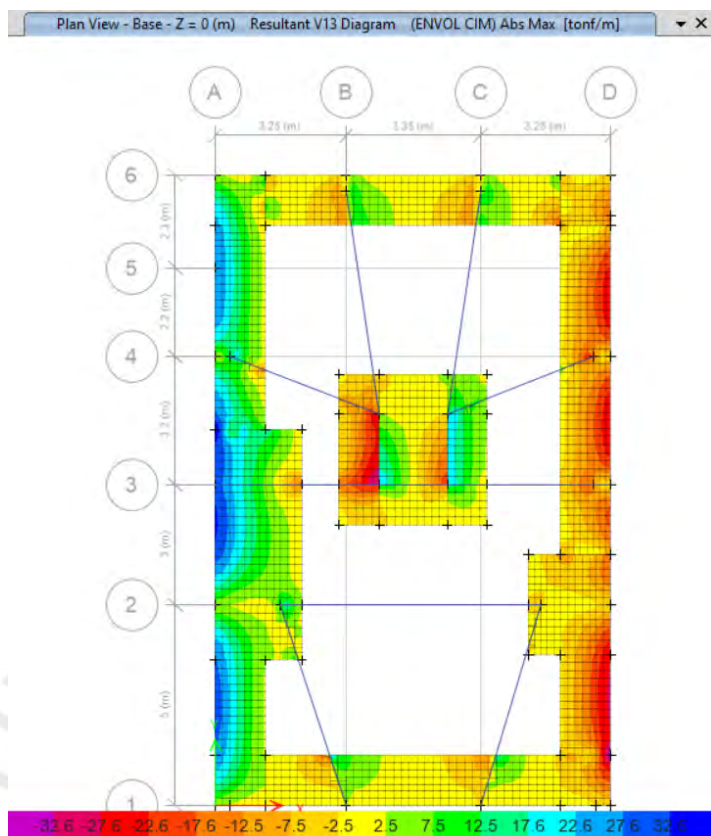


Figura 40: Fuerzas cortantes en la cimentación en eje X. Fuente: Propia.



Figura 41: Fuerzas cortantes en la cimentación en eje Y. Fuente: Propia.

Se concluye que es adecuado el peralte de 60 cm.

Diseño por Flexión

La cuantía mínima a colocar es de 0.0018. El área de acero requerido es 10.80 cm². La cuantía mínima de acero por flexión es 0.0012, es decir 7.20 cm².

Para la cimentación se colocó una malla superior e inferior de $\phi 1/2'' @ .175$ equivalente a 7.26 cm². El momento nominal del acero superior e inferior es 14.57 ton.m.

En las figuras 42 y 43 se muestra la envolvente de momentos flectores en X e Y. Se colocó bastones adicionales en las zonas donde se superó la resistencia de la malla colocada.

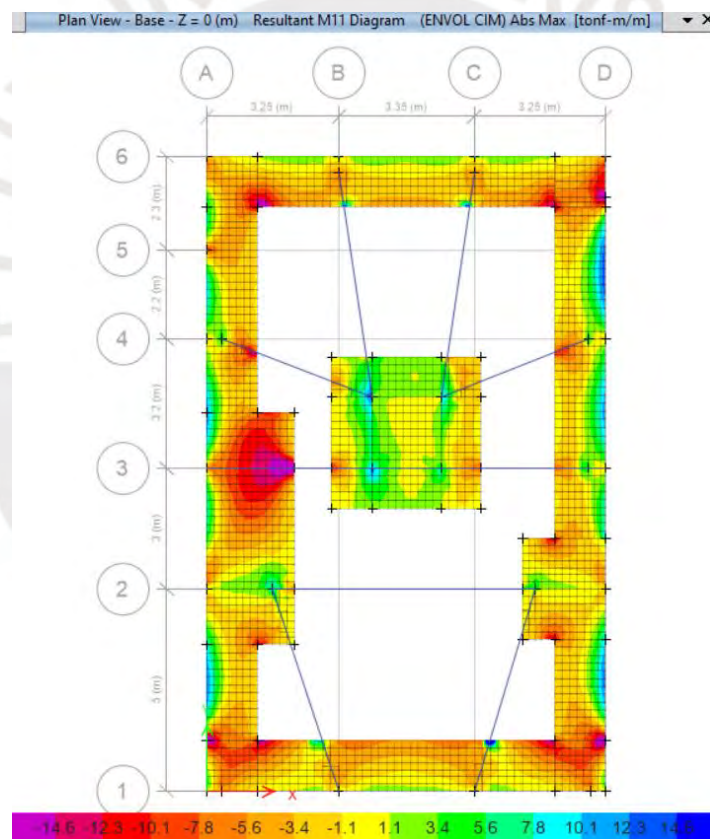


Figura 42. Diagrama de momentos flectores en X. Fuente: Propia.

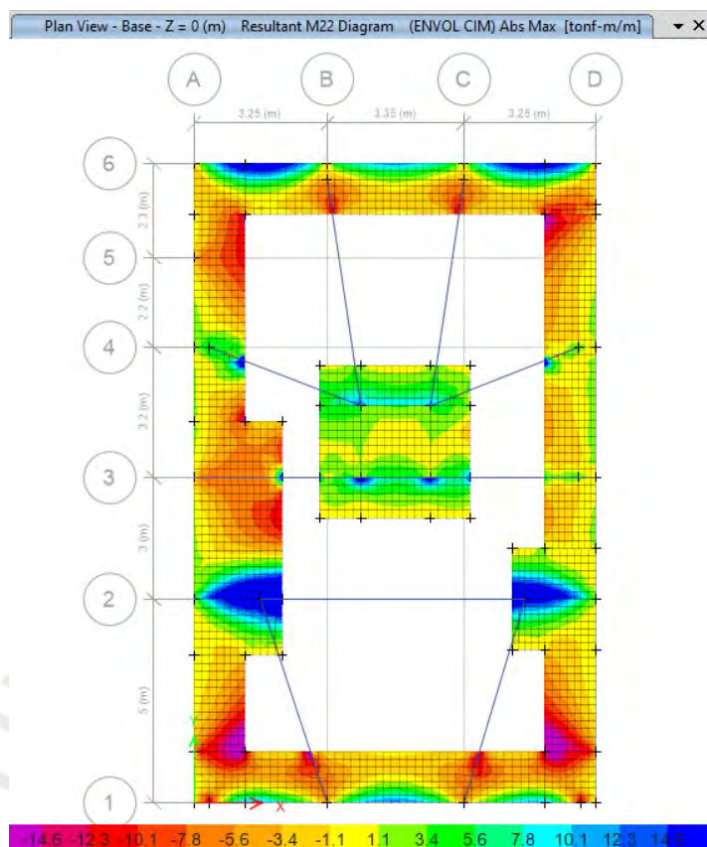


Figura 43: Diagrama de momentos flectores en Y. Fuente: Propia.

Se diseña el acero inferior del eje 2-D.

$$M_u = 27.55 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi f' c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega) = 0.9 * 210 * 100 * 50^2 \omega (1 - 0.59 \omega) \\ &= 147250000 \omega (1 - 0.59 \omega) = M_u = 27.55 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Despejando: } \omega = 0.0604$$

$$\rho = \omega \frac{f' c}{f_y} = \omega \frac{210}{4200} = 0.00302$$

$$A_s = \rho b d = 15.11 \text{ cm}^2$$

Se coloca $A_s = \phi 1/2" @ .175 + \phi 1/2" @ .15$ (bastón) = 15.97 cm^2 .

En la figura 44 se muestra el plano en planta de cimentaciones.

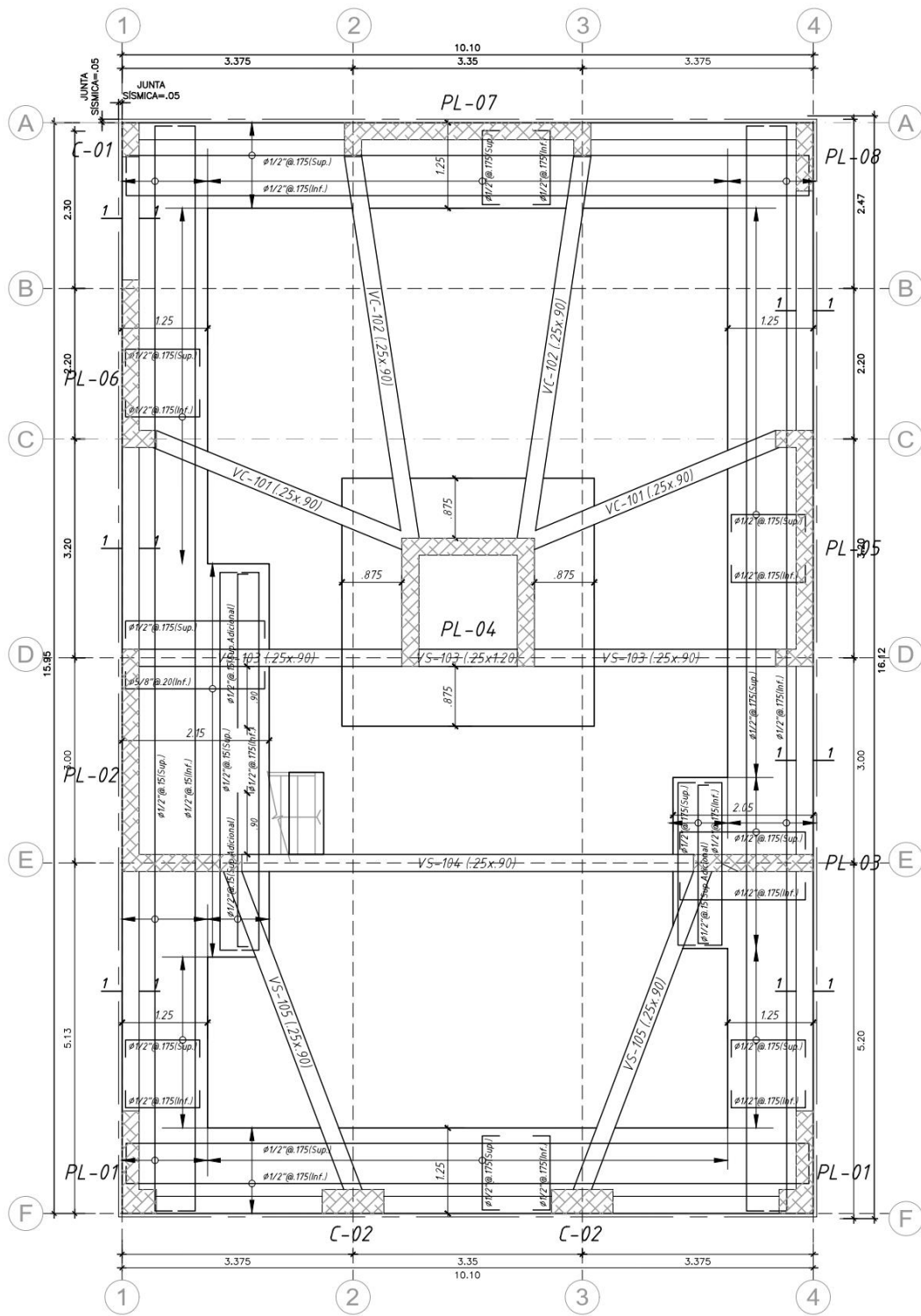


Figura 44. Plano de cimentaciones. Fuente: Propia.

6.5.3 Descripción del diseño de vigas de cimentación

Para el análisis y diseño de vigas se utilizó el software ETABS. Se estableció los casos de carga por gravedad y se hizo las combinaciones de cargas últimas por gravedad mencionados en las consideraciones generales.

Luego se obtuvo el diagrama de solicitaciones. Posteriormente, se halló el acero de refuerzo y se diseñó el elemento por fuerza cortante y capacidad.

Este procedimiento se realizó para el diseño de cada tramo de viga.

6.5.4 Ejemplo de diseño de viga de cimentación

Se muestra el diseño de la viga VC-101 (0.25x0.90) comprendida en los ejes C-D,1-2. En la figura 45 se muestra el diagrama de solicitaciones por cortante y flexión.

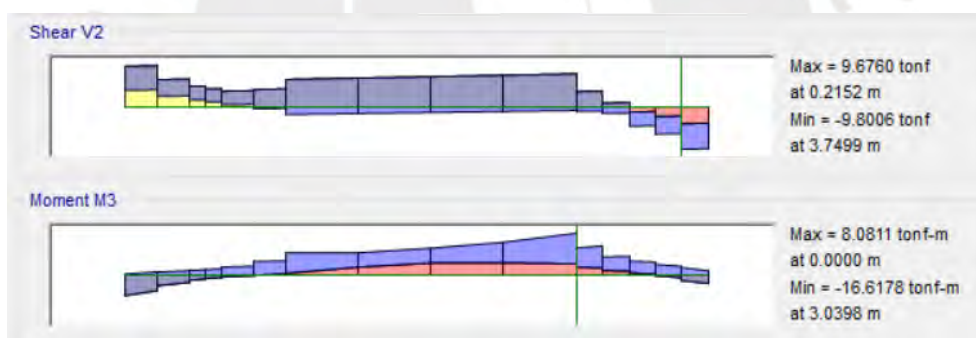


Figura 45. Envoltorio de momentos flectores y fuerzas cortantes de viga VC-101.

Fuente: Propia.

Cálculo de acero mínimo y resistencia a flexión

Para el acero mínimo se obtuvo lo siguiente:

$$S = \frac{I_g}{y} = \frac{1518750}{45} = 33750 \text{ cm}^3$$

$$A_{smin} \approx \frac{1.2(S * f_r)}{0.9f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{1.2(33750 * 28.98)}{0.9 * 4200 * 76.55} = 4.05 \text{ cm}^2$$

Se usa $A_s = 3\phi 5/8" = 6.00 \text{ cm}^2$. El momento nominal es $\phi M_n = 17.66 \text{ ton.m}$. Se verifica en la figura 45 que el momento nominal es mayor al momento último. El diseño cumple por resistencia a flexión.

Verificación por cortante

La resistencia a cortante del concreto se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 25 \times 80 = 13.06 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

Sólo se requieren estribos mínimos de armado según E.060.

El diseño cumple por corte.

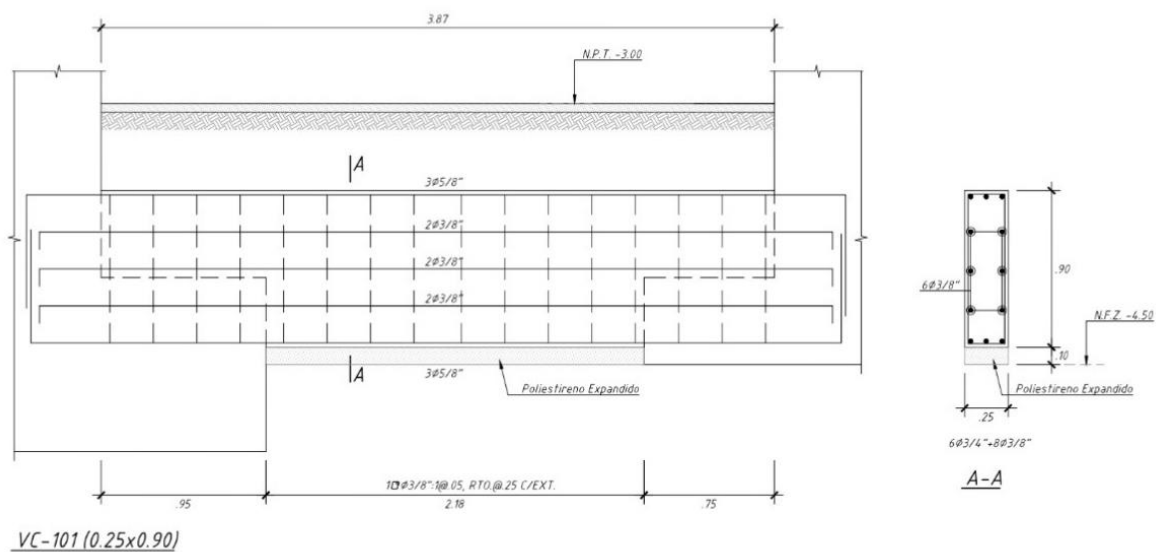


Figura 46. Desarrollo de viga VC-101. Fuente: Propia.

6.6 DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

6.6.1 Descripción del diseño de muros de sótano

Para el análisis y diseño de muros se utilizó el software ETABS. Se estableció los casos de carga por gravedad y empuje de terreno y se hizo las combinaciones de cargas últimas mencionados en las consideraciones generales.

Luego se obtuvo el diagrama de solicitaciones últimas. Posteriormente, se halló el acero de refuerzo y se realizó las verificaciones por deflexiones y fisuramiento en el tramo central.

Este procedimiento se realizó para el diseño de todos los muros de sótano.

6.6.2 Ejemplo de diseño de muros de sótano

El coeficiente de empuje de suelo en reposo es $K_o = 0.4$. El peso específico del suelo que contiene se asume igual al peso específico del suelo de cimentación, es decir, 2.0 ton/m^3 .

El empuje del suelo en la base del muro se calcula con:

$$E = K_o \times \gamma \times H = 0.4 * 2 * 3.25 = 2.6 \text{ ton/m}^2/\text{m}.$$

La sobrecarga de 3 ton/m^2 en los alrededores de la edificación para futuras edificaciones. De esta manera, se considera el empuje uniforme de la sobrecarga como $E = K_o \times s_c = 0.4 * 3 = 1.2 \text{ ton/m}^2/\text{m}$.

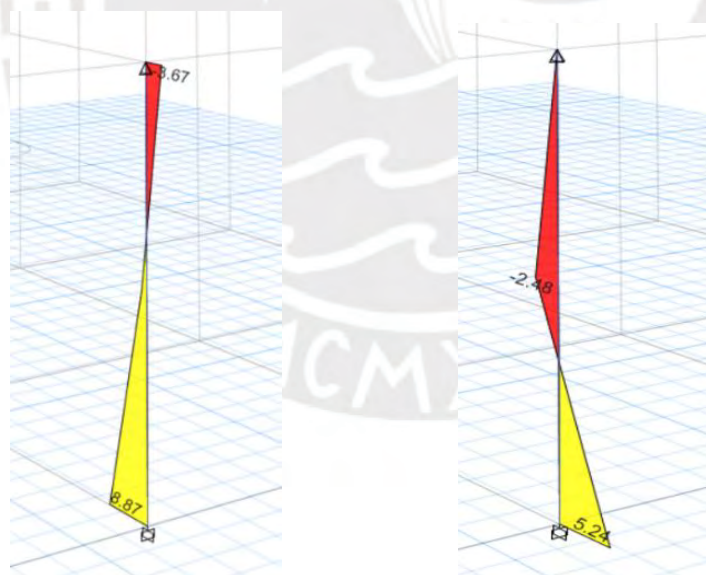


Figura 47: Diagrama de fuerzas cortantes (izquierda) y momentos flectores (derecha) de solicitaciones últimas. Fuente: Propia.

Diseño por fuerza cortante

Para el diseño por corte se verifica que la fuerza cortante última en el muro de sótano sea menor a la fuerza cortante resistente.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 20 / 1000 = 13.06 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto es mayor a la cortante última.

Cálculo de acero mínimo y resistencia a flexión

La cuantía mínima de acero en muros de contención es 0.002. Se colocó una doble malla de $\phi 3/8'' @ .20$ m. La resistencia ofrecida es 2.64 ton.m.

Se requieren bastones exteriores en la zona exterior del muro. Se diseña la sección con cuantía mecánica.

$$M_u = 5.24 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi f' c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega) = 0.9 * 210 * 25 * 20^2 \omega (1 - 0.59 \omega) \\ &= 1890000 \omega (1 - 0.59 \omega) = M_u = 5.24 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Despejando: } \omega = 0.0563$$

$$\rho = \omega \frac{f' c}{f_y} = \omega * \frac{210}{4200} = 0.00282$$

$$A_s = \rho b d = 7.04 \text{ cm}^2$$

Se coloca:

$$A_s = \phi 3/8'' @ .20 \text{ (corrido)} + \phi 3/8'' @ .20 \text{ (baston)} = 7.12 \text{ cm}^2$$

En la figura 48 se muestra un corte típico del muro de sótano.

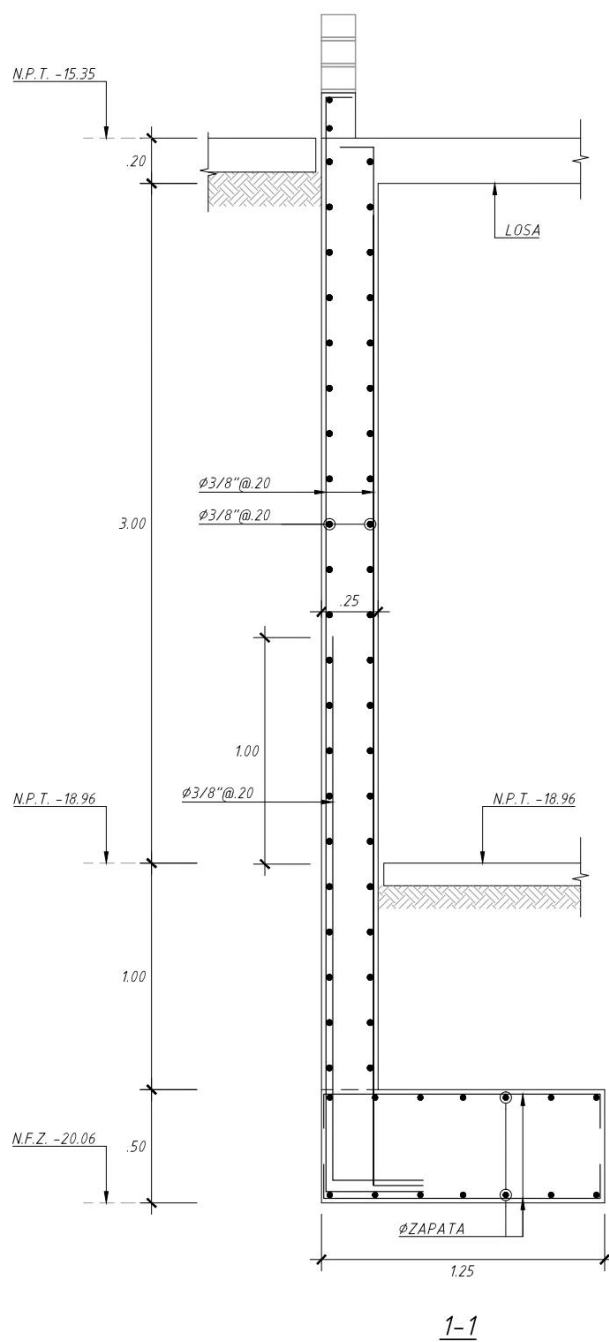


Figura 48: Desarrollo de muro de sótano. Fuente: Propia.

7.CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Estructuración y predimensionamiento

La estructuración es adecuada debido a que no interrumpe el planteamiento arquitectónico y se acomoda a las necesidades del edificio. Los criterios utilizados en la estructuración son adecuados en términos de funcionalidad y rigidez.

El dimensionamiento de los elementos estructurales resulta adecuado debido a que genera un armado óptimo con cuantías mínimas sin generar congestión.

El área total disponible para muros de corte permitió controlar los desplazamientos y derivas en ambos sentidos, cumpliendo con el límite de derivas admisibles.

Análisis por cargas de gravedad

Se obtuvo el metrado de cargas de gravedad realizando un listado de cargas muertas y vivas.

El uso de un modelo 3D con el programa ETABS ayudó a realizar un análisis de cargas muertas y vivas que actúan sobre el edificio.

Análisis Sísmico

En el eje X, el periodo fundamental es de 0.375 seg., y en el eje Y es de 0.302 seg. La diferencia entre periodos se debe a la presencia de mayor área de corte en el eje Y.

Los desplazamientos máximos inelásticos en los ejes X e Y fueron 4.51 cm y 3.13 cm, respectivamente. Las derivas máximas inelásticas en los ejes X e Y fueron de 3.62‰ y 2.78‰, respectivamente. Estos valores son menores al límite permitido por la norma E.030 de 7.00‰.

El edificio tiene un sistema de muros al que corresponde $R_o=6$. Luego del análisis de irregularidades, se determinó que solo existe la irregularidad en planta de esquinas entrantes, la cual tiene un factor $I_p = 0.9$. Por consecuencia, $R = 5.40$.

Los factores de amplificación utilizados para el análisis en X son 1.28 y 1.21. Para el eje Y, los factores de amplificación utilizados son 1.25 y 1.37.

Diseño estructural

El diseño de elementos estructurales se realizó por esfuerzos últimos de flexión, corte, tracción y compresión, de acuerdo a la norma E.060.

Las vigas se diseñaron con la metodología de diseño por resistencia. El diseño consistió en realizar el armado del acero longitudinal por flexión, el armado de estribos por fuerza cortante y se verificó la resistencia de la viga por capacidad. Así mismo, se realizaron verificaciones de deflexiones y fisuramiento por condiciones de servicio.

Las columnas se diseñaron con la metodología de diseño por resistencia. El diseño consistió en realizar el armado del acero longitudinal de acuerdo a la cuantía mínima de la norma E.060 y verificar dicho armado por flexocompresión, el armado de estribos por fuerza cortante y se verificó la resistencia de la columna por capacidad. Para el diseño se utilizó el diagrama de interacción obtenido del programa ETABS. Se concluye también que las columnas requirieron sólo la cuantía mínima.

Las placas se diseñaron con la metodología de diseño por resistencia. El diseño consistió en realizar el armado del acero longitudinal y horizontal de acuerdo a las cuantías mínimas de la norma E.060 y verificar dicho armado por flexocompresión. Se verificó la resistencia a cortante de la placa por corte y capacidad. Para el diseño se utilizó el diagrama de interacción obtenido del programa ETABS.

El diseño de las cimentaciones se realizó en dos etapas. En la primera etapa se dimensionó las cimentaciones por esfuerzos admisibles, y en la segunda etapa se realizó el diseño por resistencia. El diseño por resistencia consistió en realizar el armado del acero longitudinal por flexión, y verificar el peralte de las cimentaciones por fuerza cortante y punzonamiento. La cimentación consistió en una zapata corrida con vigas de cimentación para todos los muros de sótano y una zapata conectada para la caja de ascensor.

7.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar análisis no lineales tales como pushover o análisis tiempo-historia a fin de verificar el desempeño estructural del sistema.

Así mismo, se sugiere realizar un análisis del comportamiento suelo – estructura para fines exploratorios de verificar que los supuestos para la cimentación son adecuados.

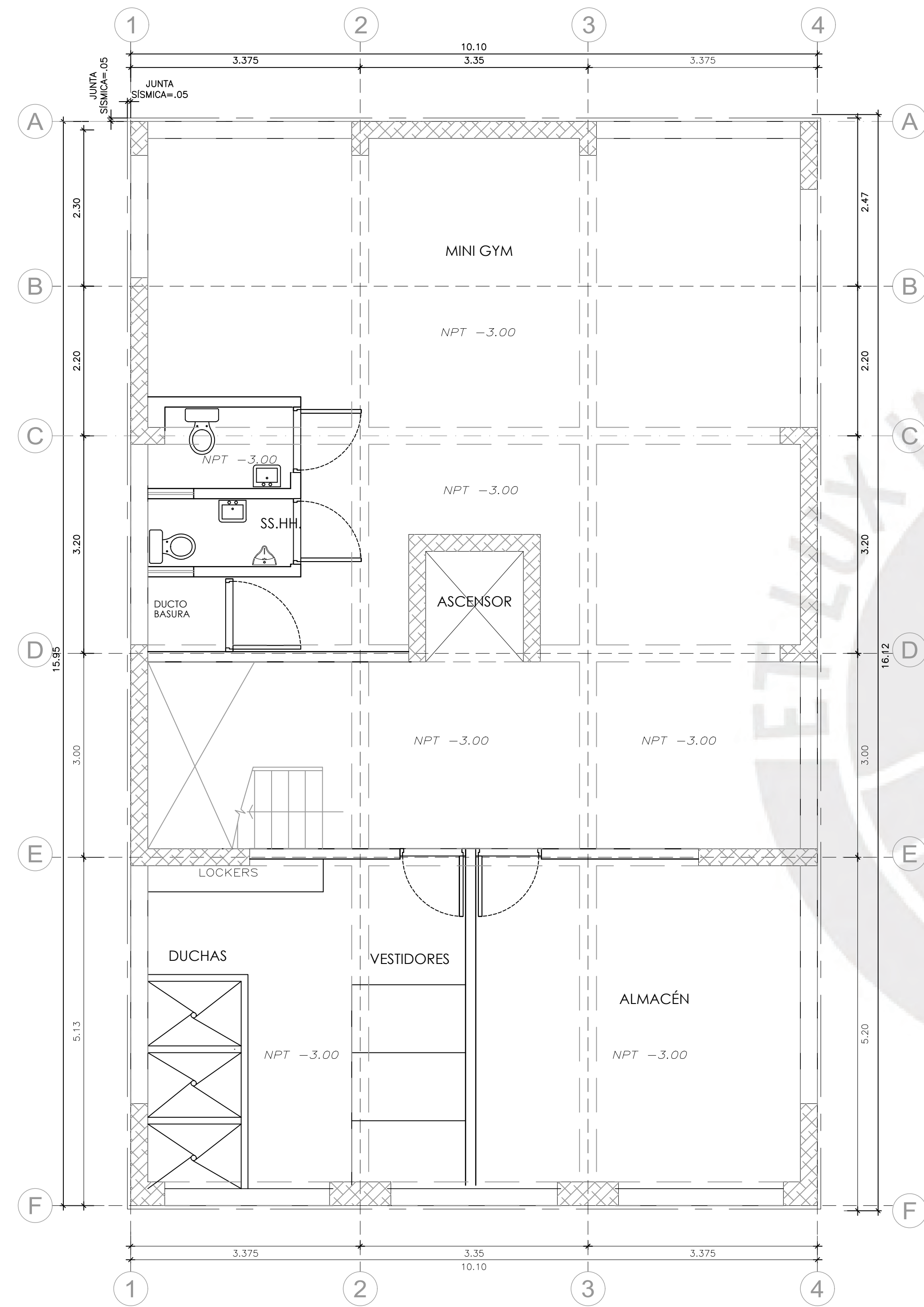
Por último, se recomienda determinar el nivel de desempeño para sismos ocasionales, frecuentes, raros y muy raros que este edificio pueda alcanzar.

BIBLIOGRAFÍA

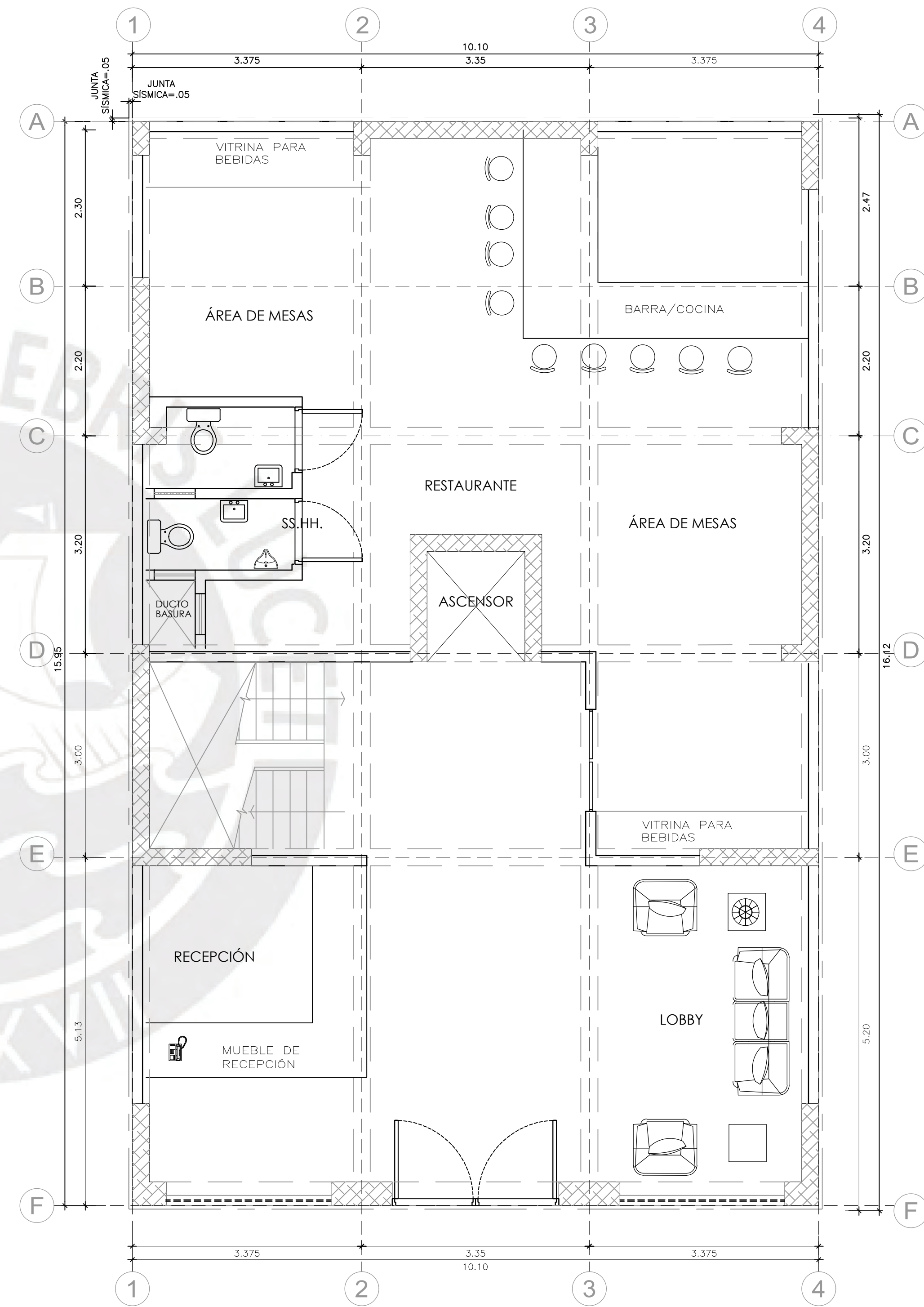
1. American Concrete Institute. (2014). ACI 318-14 building code requirements for structural concrete and commentary (Spanish and metric).
2. Bazan, & Meli. (1998). Diseño sísmico de edificios. Limusa.
3. Blanco, B. A. & Colegio de Ingenieros del Perú. (1990). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado.
4. Das, B. M. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (7a ed.). Cengage Learning Editores S.A. de C.V.
5. ETABS 2020 Versión 20.3.0. Computers and Structures Inc. Copyright
6. González Cuevas, O. M., & Fernández-Villegas, F. R. (2009). Aspectos fundamentales del concreto reforzado.
7. Harmsen, T. E. (2017). Diseño de estructuras de concreto armado.
8. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la vivienda (Perú) (2018). Concreto Armado: Norma técnica de edificación E.060
9. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la vivienda (Perú) (2018). Diseño Sismorresistente: Norma técnica de edificación E.030
10. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la vivienda (Perú) (2018). Cargas: Norma técnica de edificación E.020
11. Muñoz Pelaez, Alejandro. 2015. Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
12. Nilson, A. H., & (Coaut), G. W. (1994). Diseño de estructuras de concreto.
13. Ottazzi P. G. A., & Pontificia Universidad Católica del Perú. (2017). Apuntes del curso: Concreto Armado 1. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial.
14. Ottazzi P. G. A., & Pontificia Universidad Católica del Perú. (2017). Apuntes del curso: Análisis estructural 1. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial.
15. San Bartolomé, A. & Pontificia Universidad Católica del Perú. (1998). Análisis de edificios. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial.
16. SAP 2000 Versión 20.0.0. Computers and Structures Inc. Copyright




ANEXOS: PLANOS DE LA EDIFICACIÓN

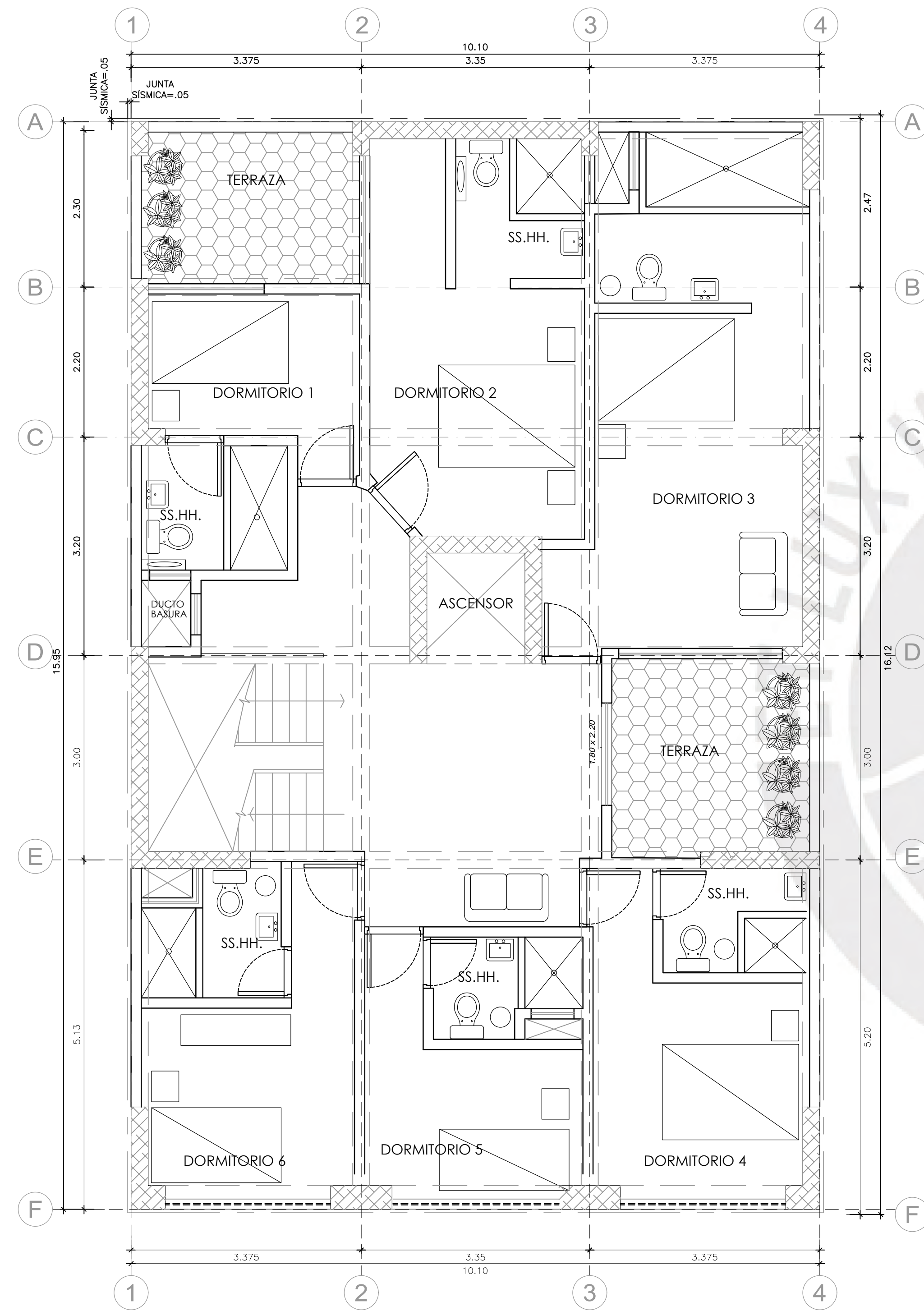


SÓTANO
ESC. 1/50

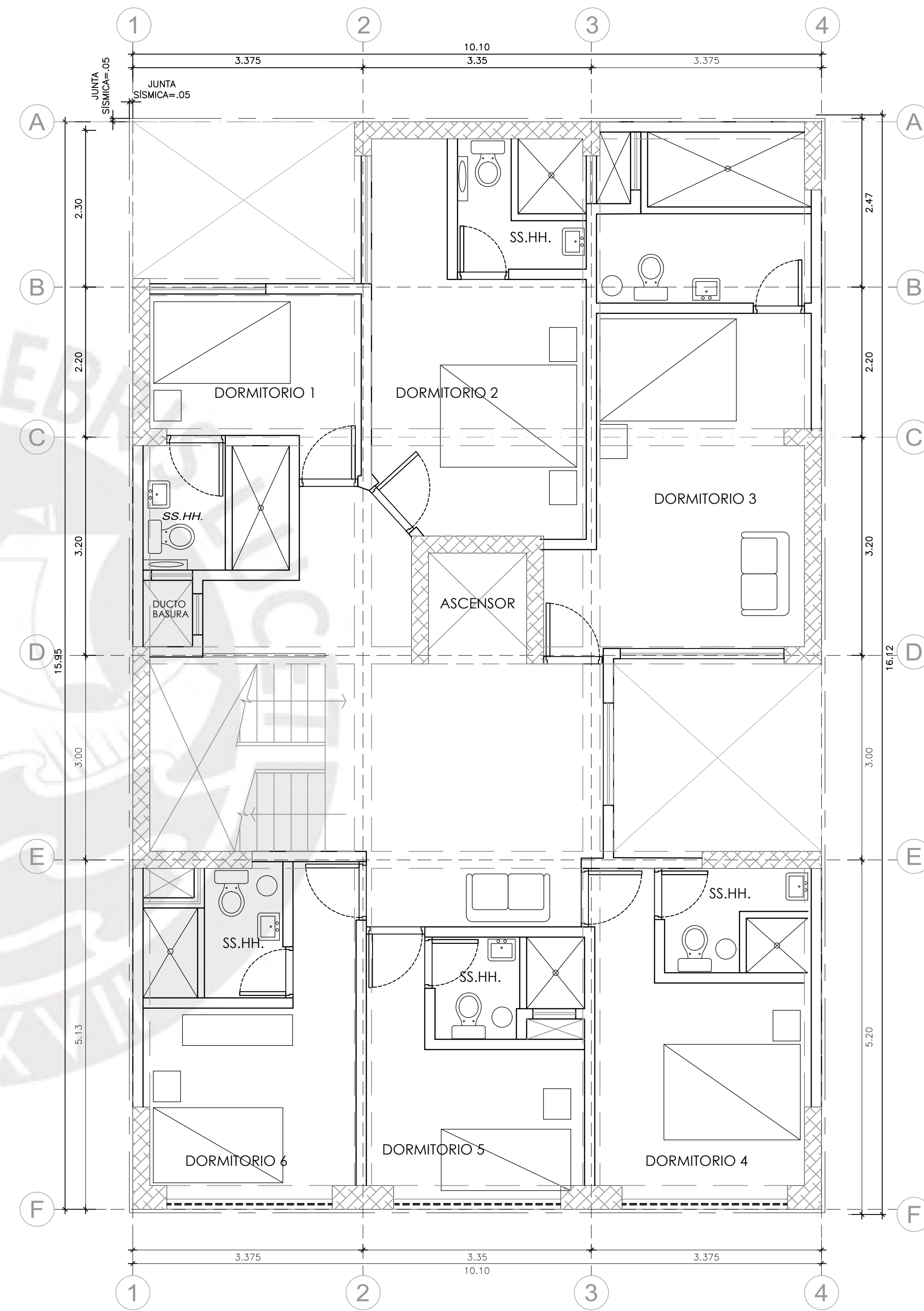


PRIMER PISO
ESC. 1/50


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:
DEPARTAMENTO: LIMA	PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO			A-01
PROVINCIA: LIMA	PLANO: SÓTANO Y PRIMERPISO			DISEÑO: P.Q.C.
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DIBUJANTE: P.Q.C.

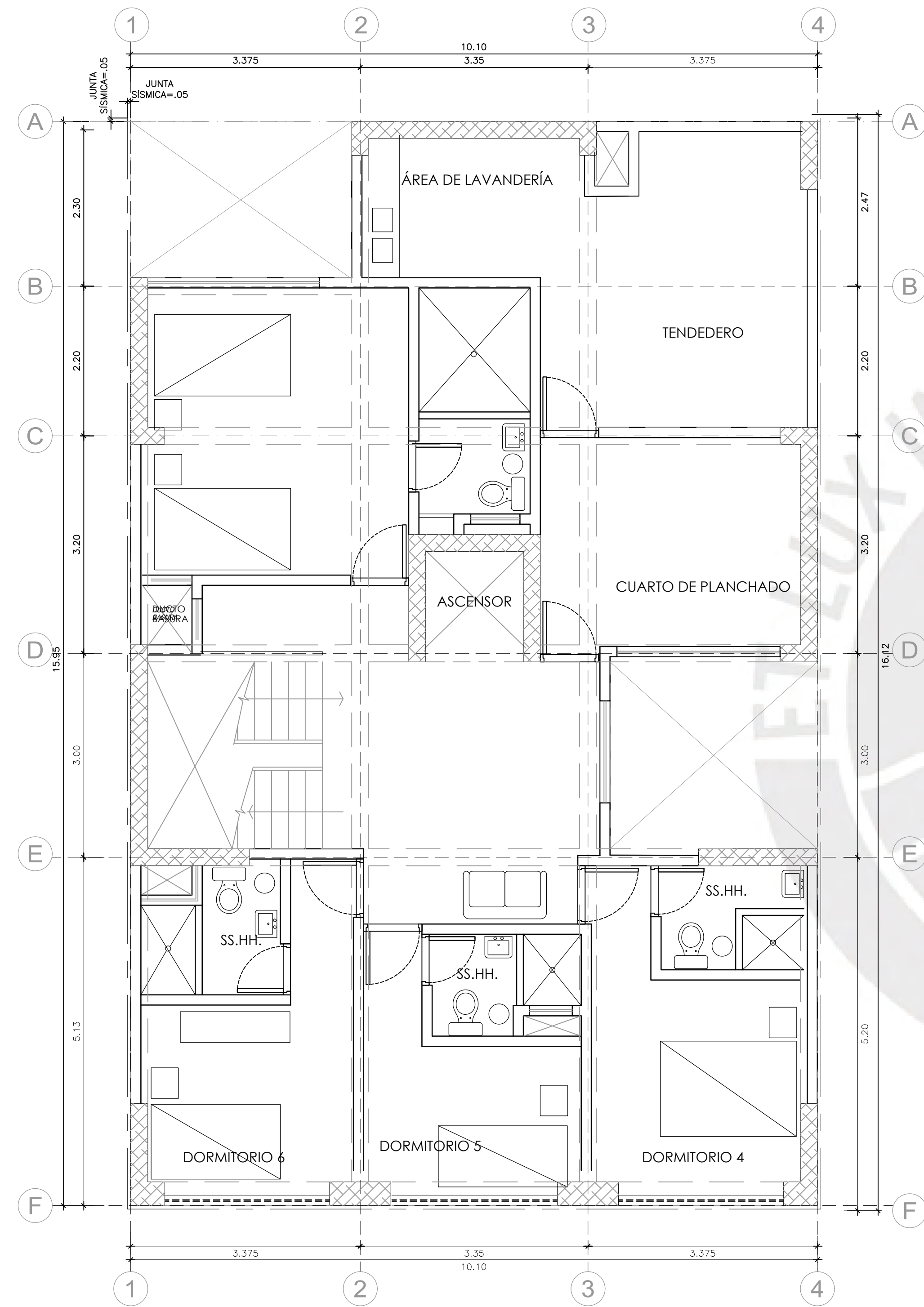


SEGUNDO PISO
ESC. 1/50

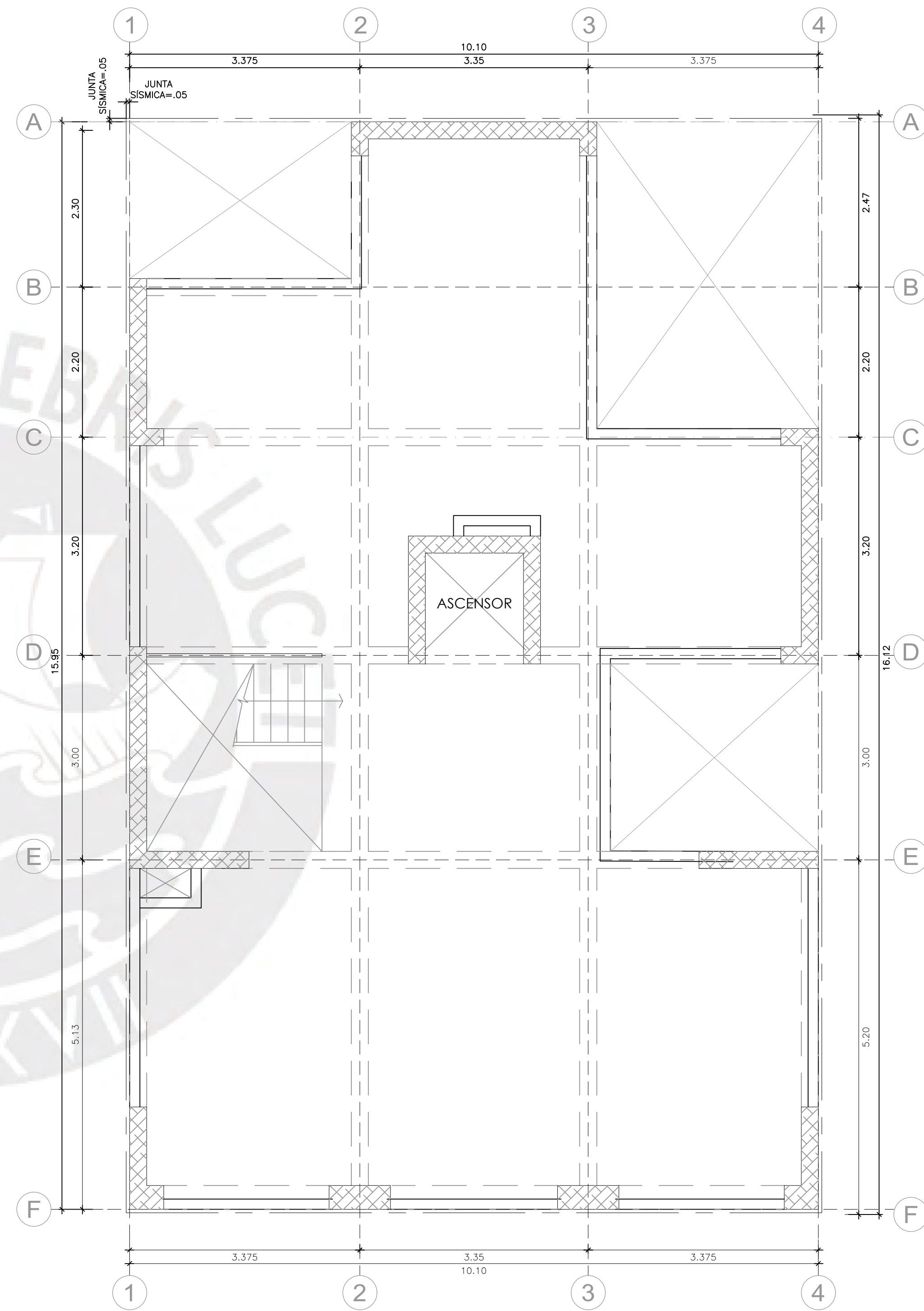


TERCER Y CUARTO PISO
ESC. 1/50


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:
DEPARTAMENTO: LIMA	PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO			A-02
PROVINCIA: LIMA	PLANO: SEGUNDO , TERCER Y CUARTO PISO			DISEÑO: P.Q.C.
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DIBUJANTE: P.Q.C.

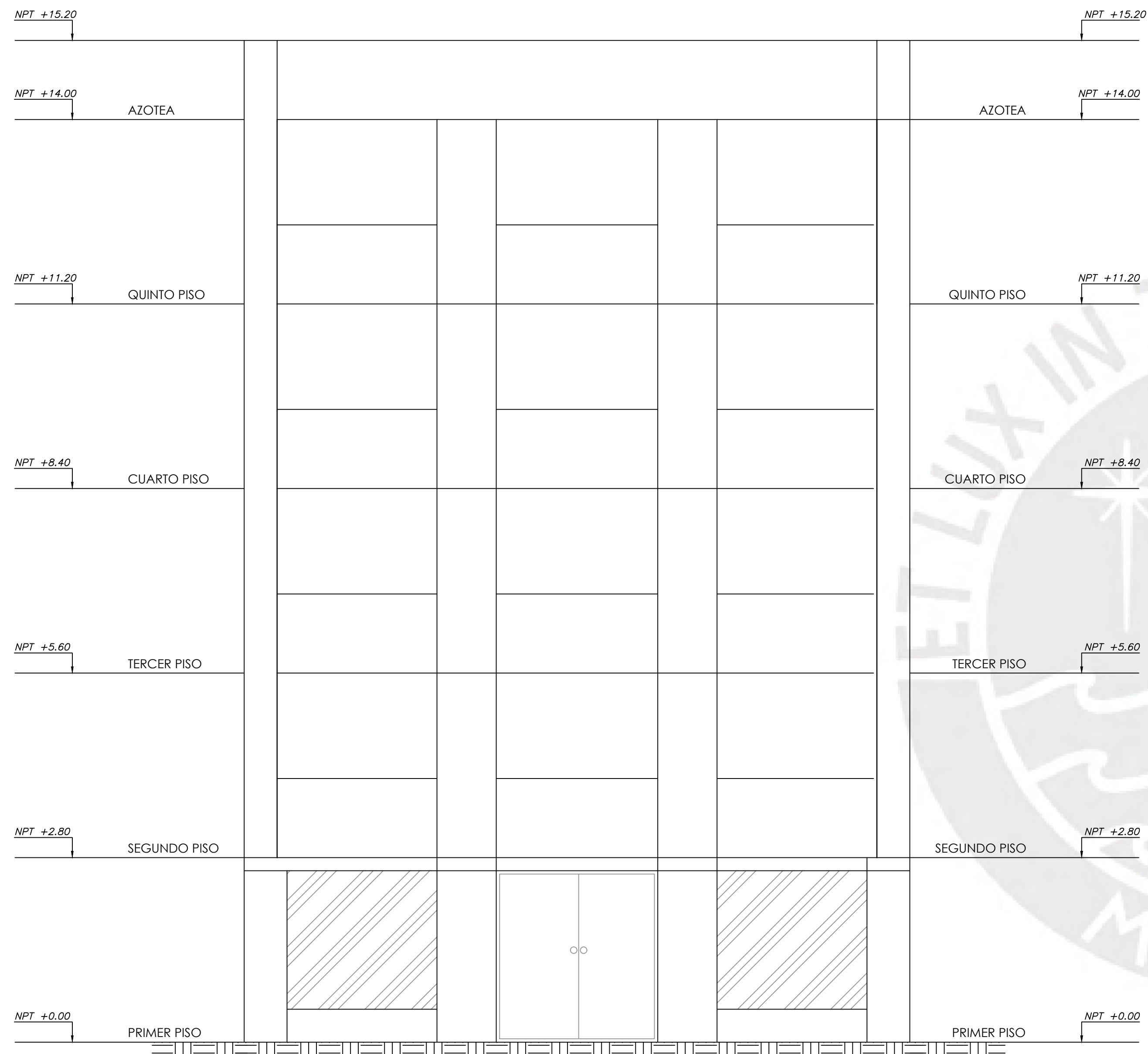


QUINTO PISO
ESC. 1/50

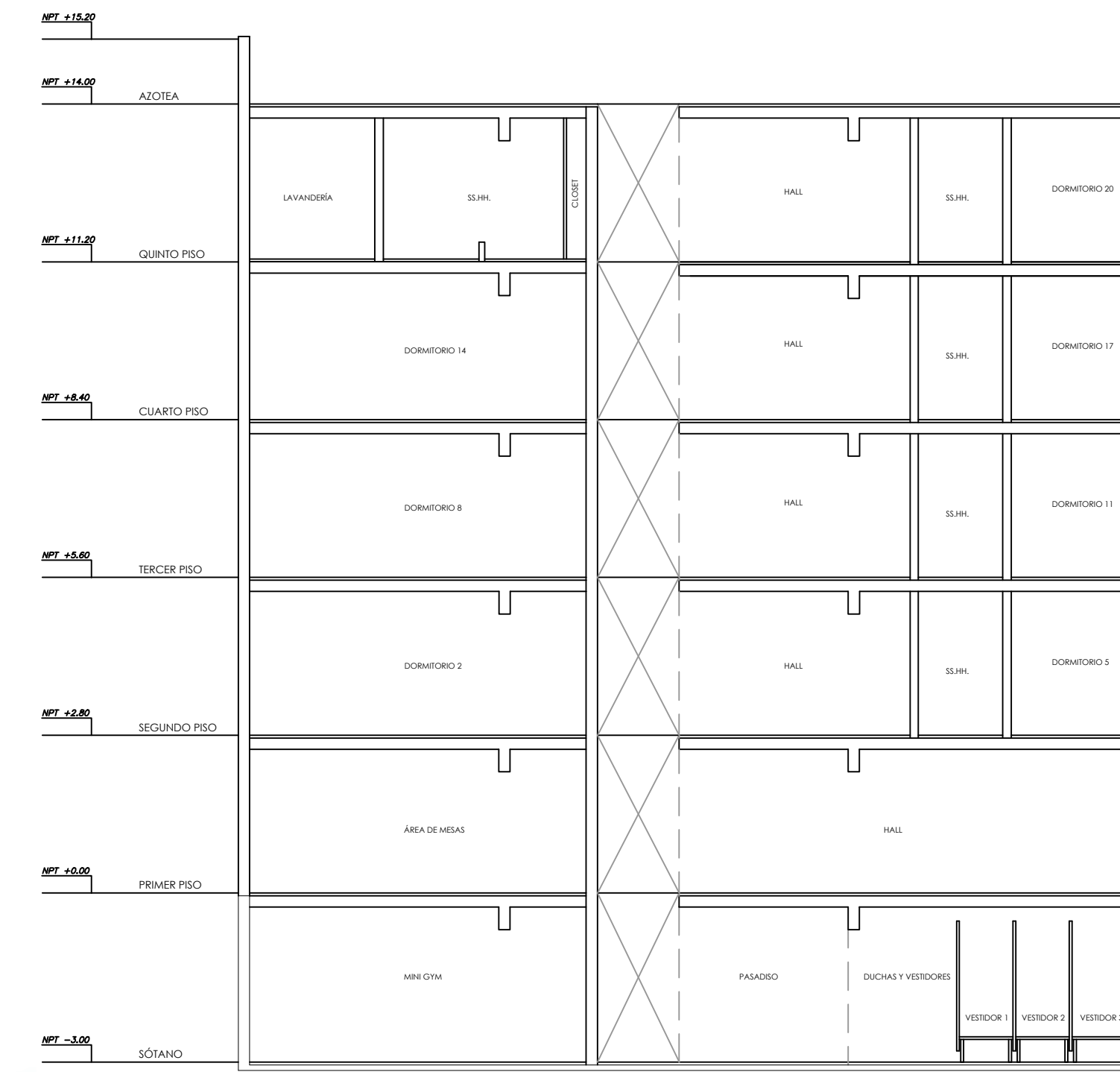


AZOTEA
ESC. 1/50

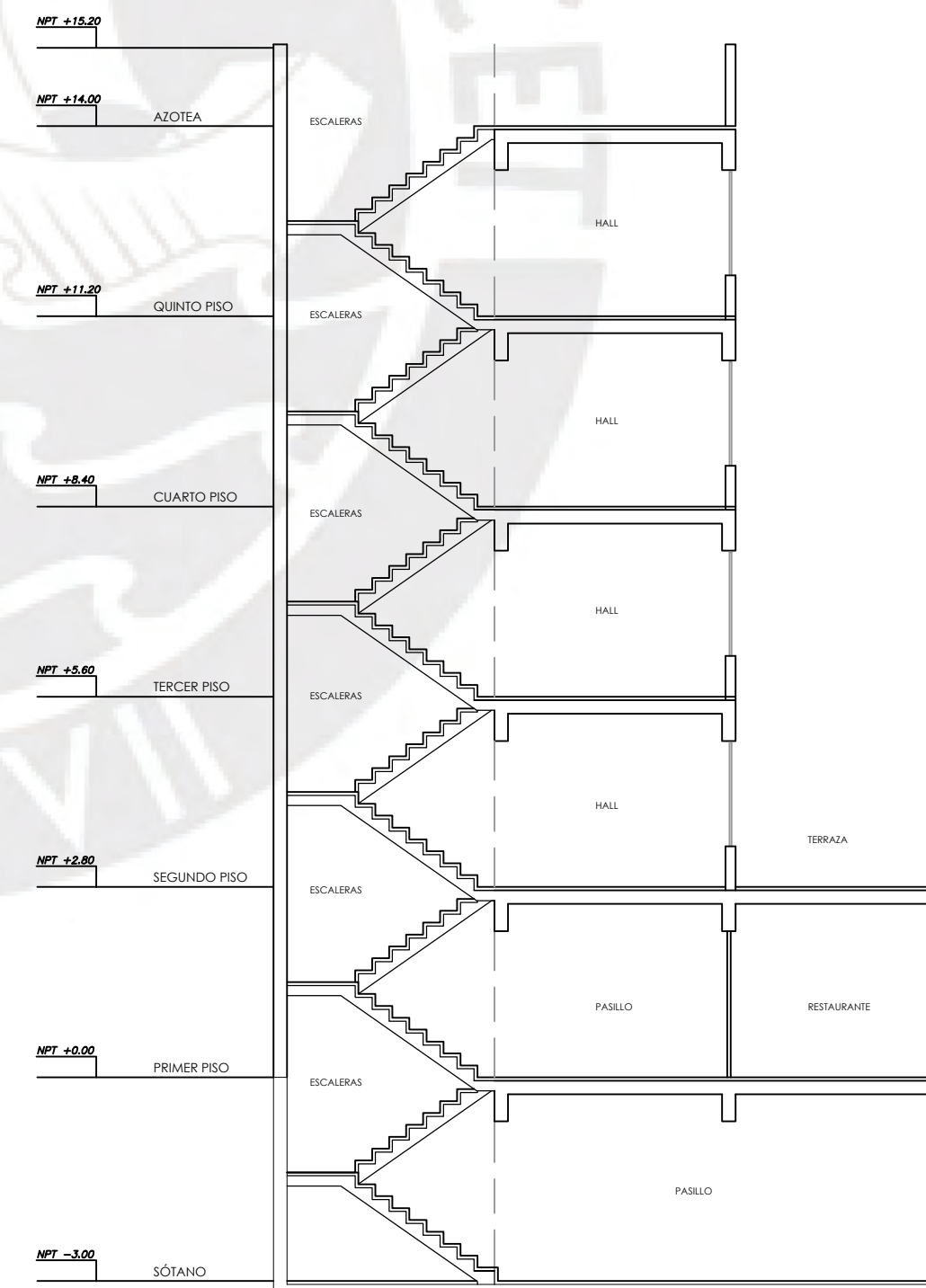
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:	
DEPARTAMENTO: LIMA		PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO			A-03
PROVINCIA: LIMA		PLANO: QUITO PISO Y AZOTEA			
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DISEÑO: P.Q.C.	
				DIBUJANTE: P.Q.C.	



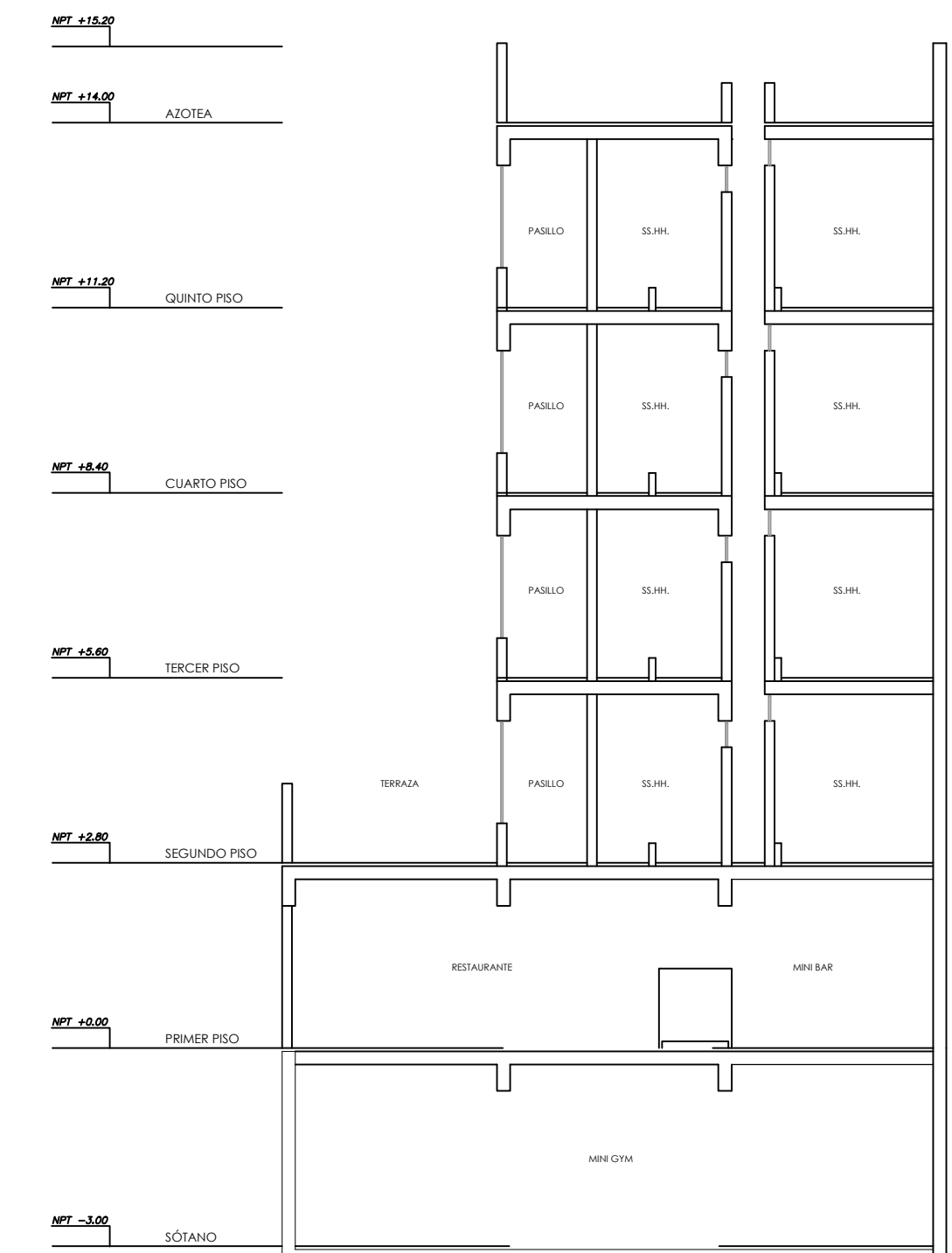
ELEVACIÓN FRONTAL
ESC. 1:100



CORTE A-A
ESC. 1:200



CORTE B-B
ESC. 1:200



CORTE C-C
ESC. 1:200

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO DE TESIS		LAMININA: A-04
DEPARTAMENTO: LIMA	PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO			DISEÑO: P.Q.C.
PROVINCIA: LIMA	PLANO: CORTES Y ELEVACIONES			DIBUJANTE: P.Q.C.
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	

HOTEL "SAN ISIDRO"

PLANO ESTRUCTURAS

PLANO No.	TÍTULO
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	PLANTA DE CIMENTACIÓN Y ENCOFRADO DE TECHO SÓTANO
E-03	ENCOFRADO DE TECHO 1ER PISO Y ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO
E-04	ENCOFRADO DE TECHO DEL 4TO. Y 5TO. PISO
E-05	CUADRO DE PLACAS Y COLUMNAS
E-06	VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-07	DESARROLLO DE VIGAS (II)
E-08	DESARROLLO DE VIGAS (III)
E-09	DESARROLLO DE VIGAS (VIII)
E-10	DESARROLLO DE VIGAS (IV)
E-11	DESARROLLO DE VIGAS (V)
E-12	DESARROLLO DE VIGAS (VII)
E-13	DESARROLLO DE VIGAS (VII)
E-14	DETALLES GENERALES

PLANO ARQUITECTURA

PLANO No.	TÍTULO
A-01	PLANTA DE SÓTANO Y PLANTA DE PRIMER PISO
A-02	PLANTA DEL SEGUNDO PISO Y PLANTA DE 3ER. Y 4TO. PISO
A-03	PLANTA DE 5TO. PISO Y PLANTA DE AZOTEA
A-04	CORTES Y ELEVACIONES

ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

N	NIVEL
N.T.	NIVEL DE TERRENO
N.P.T.	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.F.P.	NIVEL DE FALSO PISO
N.J.T.	NIVEL DE JARDIN TERMINADO
N.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
H _z	PERALTE DE ZAPATA
H _{fz}	PERALTE DE FALSA ZAPATA
SUP./INF.	SUPERIOR E INFERIOR
SUP.	SUPERIOR
INF.	INFERIOR
TIP.	TÍPICO
MIN.	MÍNIMO
MAX.	MÁXIMO
ESC.	ESCALA
S/E	SIN ESCALA
@	A CADA/HASTA
Ø	DIÁMETRO
RTD	RESTO
EXTR.	EXTREMO
LP	LÍMITE DE PROPIEDAD

CARGAS

CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO:	E-0.20
HOTELES - CUARTOS	200 kg/m ² - 200 A 5TO PISO
CORREDORES Y ESCALERAS	400 kg/m ² - SOT A AZOTEA
ALMACENAJE	500 kg/m ² - SOTANO
RESTAURANT	400 kg/m ² - 1ER PISO

CARGAS SÍSMICAS.

REGLAMENTO:	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
PERIODO TP (s)	0.40
PERIODO TL (s)	2.50

COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R
 $R_x=5.40$ (IRREGULAR $I_a=1.00$, $I_p=0.90$ - MUROS DE CONCRETO)
 $R_y=5.40$ (IRREGULAR $I_a=1.00$, $I_p=0.90$ - MUROS DE CONCRETO)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

DIRECCIÓN X-Y:
 -T_{xx} = 0.375 seg
 -V_{xx} = 184 ton
 -MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 4.51 cm
 -MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0036 her

DIRECCIÓN Y-Y:
 -T_{yy} = 0.302 seg
 -V_{yy} = 184 ton
 -MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 3.13 cm
 -MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0028 her

CIMENTACIONES

1. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN SEGÚN ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS:

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
TIPO DE CIMENTACIÓN:	Cimientos corridos y zapatas aisladas.
ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:	Depósito natural de grava arenosa.
PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA:	Mayor de 20.00 m.
PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	
PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CIMENTACIÓN:	-100m desde sotano
PRESIÓN ADMISIBLE:	2.30 kg/cm ²
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE (ESTÁTICO, DINÁMICO)	3.00
ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MÁXIMO ACEPTABLE:	1.88 cm.
PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUELO (DE ACUERDO A LA NORMA E 030)	
ZONA SÍSMICA:	4 (Factor de zona: Z = 0.45)
TIPO DE PERFIL DEL SUELO:	S1
FACTOR DEL SUELO (S):	1.00
PERIODO TP (s):	0.40
PERIODO TL (s):	2.50
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN:	Leve. Se considera que la cimentación de las obras no presentara ningún problema con respecto a la presencia de sales solubles. Se podrá emplear Cemento Portland Tipo I.
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN	
LICUACIÓN:	NO OCURRE
COLAPSO:	NO OCURRE
EXPANSIÓN:	NO OCURRE
INDICACIONES ADICIONALES:	No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial y estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente compactados.

2. LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.

3. NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTES O RELLENOS SANITARIOS O ARTIFICIALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACIÓN Y DEBEN SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.

4. EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACIÓN SE ENCUENTRE UN LENTE BOLSON DE LIMO O ARENA, DEBERÁ PROFUNDIZARSE LA EXCAVACIÓN HASTA SOBREPASARLOS EN POR LO MENOS 0.20m. Y SE VACIARÁ EN LA ALTURA DE LA SOBRE EXCAVACIÓN EFECTUADA UN FALSO CIMENTO DE CONCRETO CICLÓPEO.

CONCRETO

1. COLOCACIÓN:-

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

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 LOS REFUERZOS.

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

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 ESPECIFICADAS.

LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.

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

2. CURADO:-

A MENOS DE QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02, 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 DEL VACIADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEEN 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, DESPUÉS DEL VACIADO A EXCEPCIÓN DE CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02.

3. ENCOFRADO:-

LOS ENCOFRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE, DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA.

4. CALIDAD DEL CONCRETO:-

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS, (f'c)	TAMANO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS	210 kg/cm ²	2"	4"
ZAPATAS CORRIDAS DE LOS MUROS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm ²	2"	4"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm ²	---	---
MUROS DE CONTENCIÓN	280 kg/cm ²	1"	4"
PLACAS Y COLUMNAS	210 kg/cm ²	---	---
VIGAS	210 kg/cm ²	---	---
LOSAS DE ENCOFRADOS DE TECHO	210 kg/cm ²	---	---
ESCALERAS	210 kg/cm ²	---	---
COLUMNAS DE ARRIOSTRE EN LA TABIQUERÍA	175 kg/cm ²	3/4"	4"

CONCRETO

5. ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)
ACEROS LONGITUDINALES	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²

6. RECUBRIMIENTOS:-

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DE LOS REFUERZOS (MEDIDOS DESDE LOS ESTRIBOS O LAS VARILLAS DE CONFINAMIENTO HASTA LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES) SERÁN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE ALGO DIFERENTE EN PLANOS DE DETALLES Y NOTAS.

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS CONTRA EL SUELO	7.0 cm
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS SOBRE UN SOLADO	4.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	3.5 cm
SUPERFICIES DE MUROS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.0 cm
PLACAS, MUROS Y LOSAS	2.0cm
COLUMNAS	4.0cm
VIGAS	4.0cm
COLUMNETAS EN TABIQUERÍA	2.0cm

7. LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS NO INCLUYEN SUS ACABADOS.

8. LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL VACIADO DE CONCRETO QUE NO ESTÉN ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DETALLES DE ESTOS PLANOS, DEBERÁN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.


9. NO SE CONSIDERARÁ EN LA CONSTRUCCIÓN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LAS INDICADAS EN LOS PLANOS, SIN LA APROBACIÓN PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.

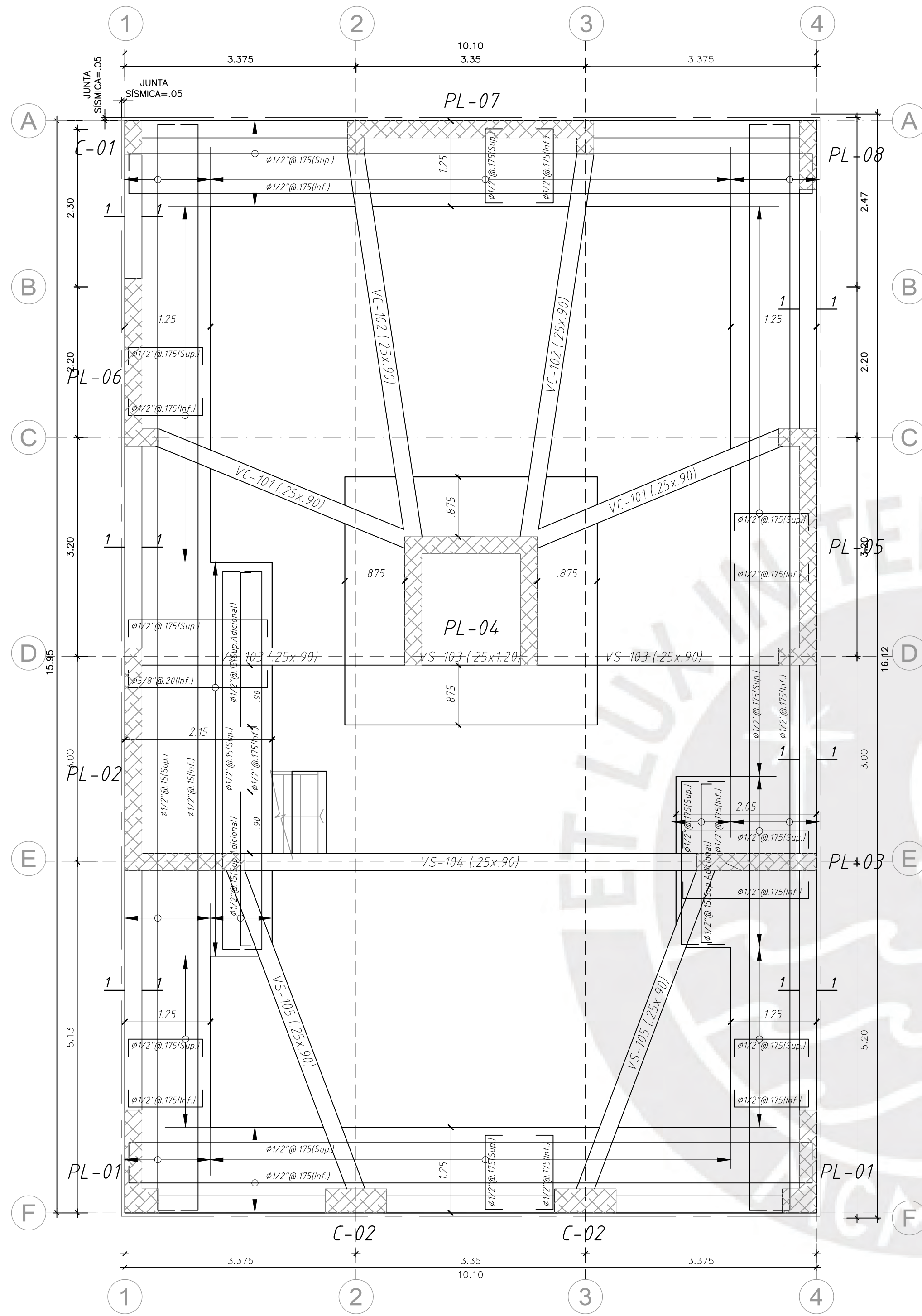
10. LOS REFUERZOS EN ESTOS PLANOS ESTÁN REPRESENTADOS DIAGRAMÁTICAMENTE, ASÍ, NO ESTÁN NECESARIAMENTE DIBUJADAS SUS DIMENSIONES REALES.

11. LOS EMPALMES DE LOS REFUERZOS DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES DE ESTOS PLANOS. CUANDO LOS EMPALMEN QUE NO SE ENCUENTREN ESPECIFICADOS EN ESTOS PLANOS, DEBERÁN ESTOS PODER DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO QUE SE INDICA.

12. PODRÁN SOLDARSE LOS REFUERZOS SÓLO CON LA PREVIA AUTORIZACIÓN DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.

13. LOS REFUERZOS NO SERÁN CONTINUOS EN LAS JUNTAS DE CONTRACCIÓN.

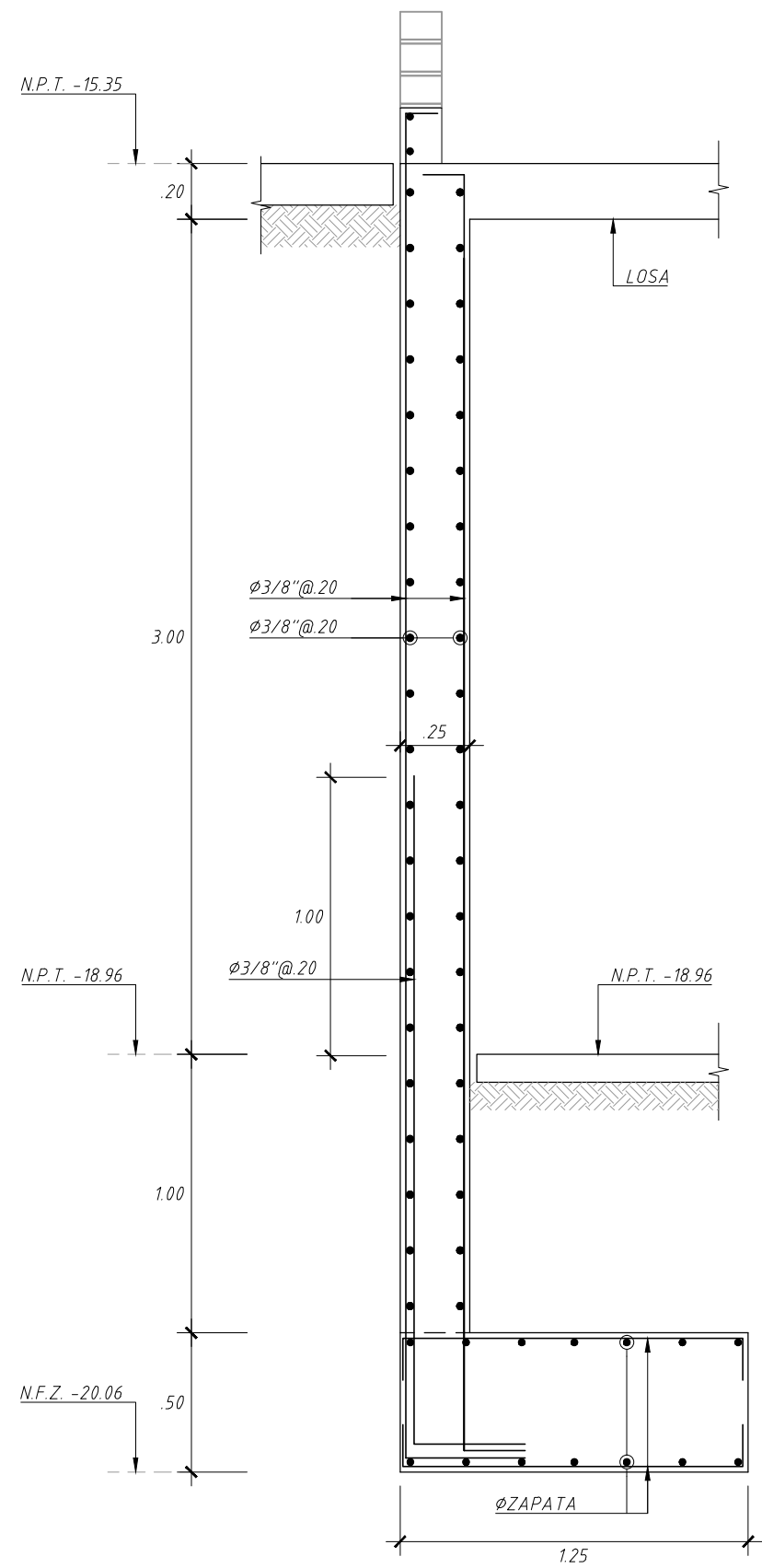
		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:
E-01				
DEPARTAMENTO: LIMA	PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO			
PROVINCIA: LIMA	PLANO: ESPECIFICACIONES GENERALES			DISEÑO: P.Q.C.
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50/1:25	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DIBUJANTE: P.Q.C.



PLANTA DE CIMENTACIÓN

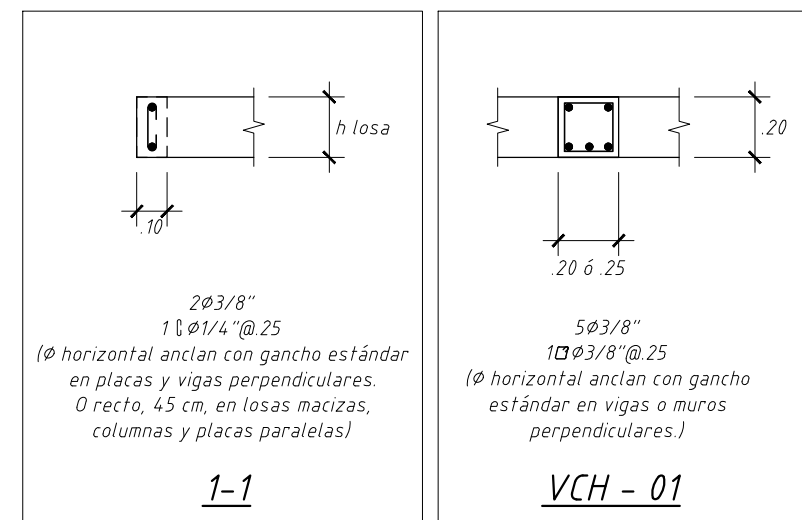
ESCALA 1 : 50

□ CIMENTACIÓN CORRIDA Y ZAPATAS CONECTADAS h=0.60



CORTE DE CIMENTACIÓN 1-1

CORTES DE TECHO



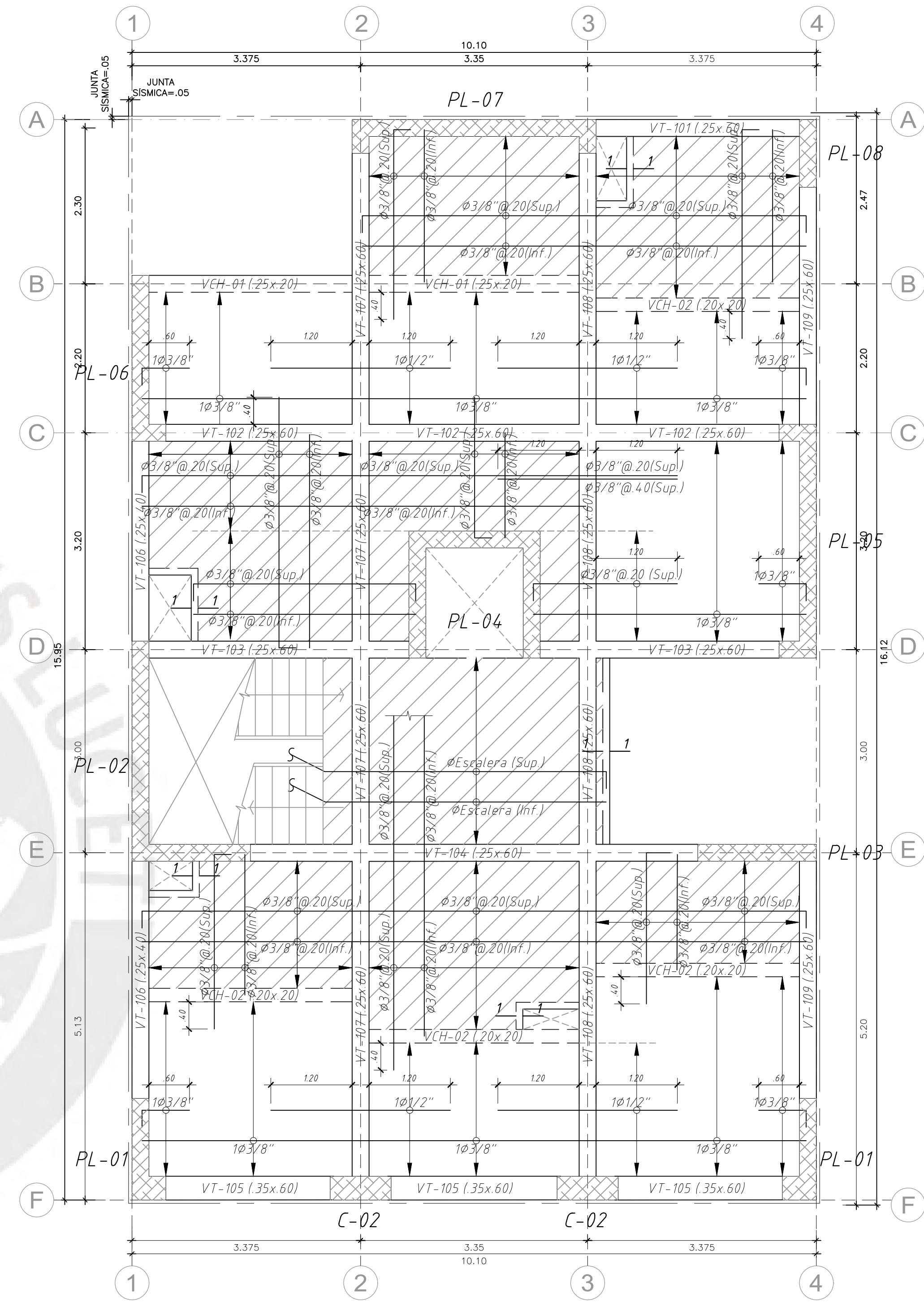
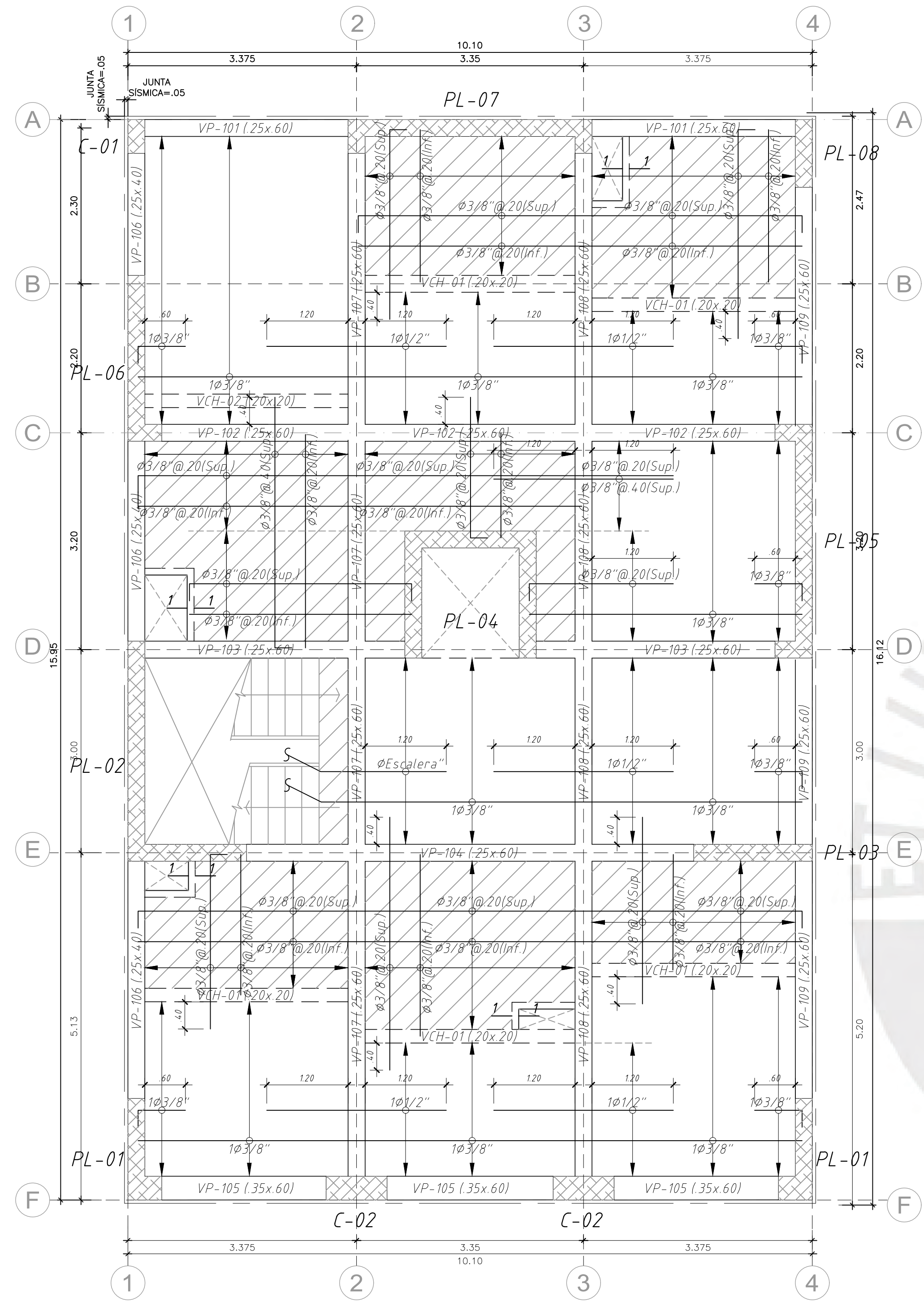
ENCOFRADO DE TECHO SÓTANO

ESCALA 1 : 50

□ LOSA ALIGERADA h=0.20 S/C=200 y 400 Kg/m2, NPT +0.00

▨ LOSA MACIZA h=0.20 S/C=200 Kg/m2, NPT +0.00

		PROYECTO DE TESIS E-02	
DEPARTAMENTO: LIMA	PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO	LAMININA:	
PROVINCIA: LIMA	PLANO: PLANTA DE CIMENTACIÓN ENCOFRADO DE TECHO SÓTANO	DISEÑO: P.Q.C.	
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50/1:25 PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DIBUJANTE: P.Q.C.

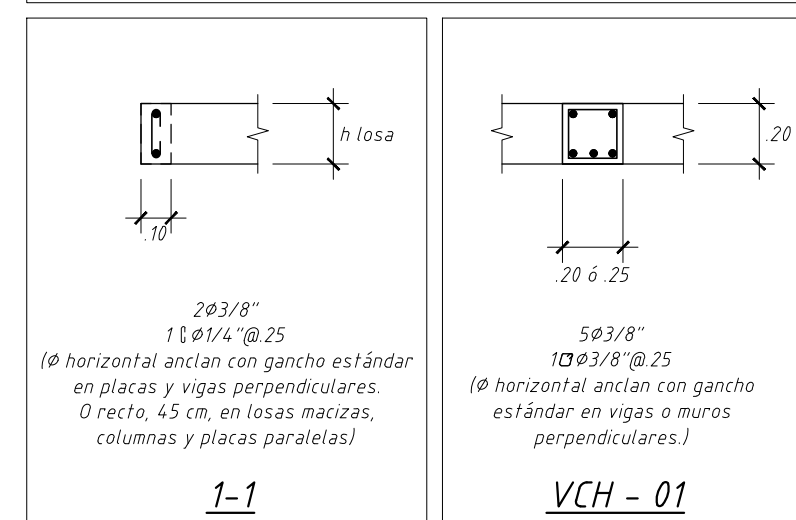


ENCOFRADO DE TECHO 1ER. PISO

ESCALA 1 : 50

- LOSA ALIGERADA h=0.20 S/C=200 Kg/m² (CUARTOS) y 400 Kg/m² (PASILLOS Y ESCALERAS), NPT +3.00
- LOSA MACIZA h=0.20 S/C=200 Kg/m² (CUARTOS) y S/C=400 Kg/m² (PASILLOS Y ESCALERAS), NPT +3.00

CORTES DE TECHO

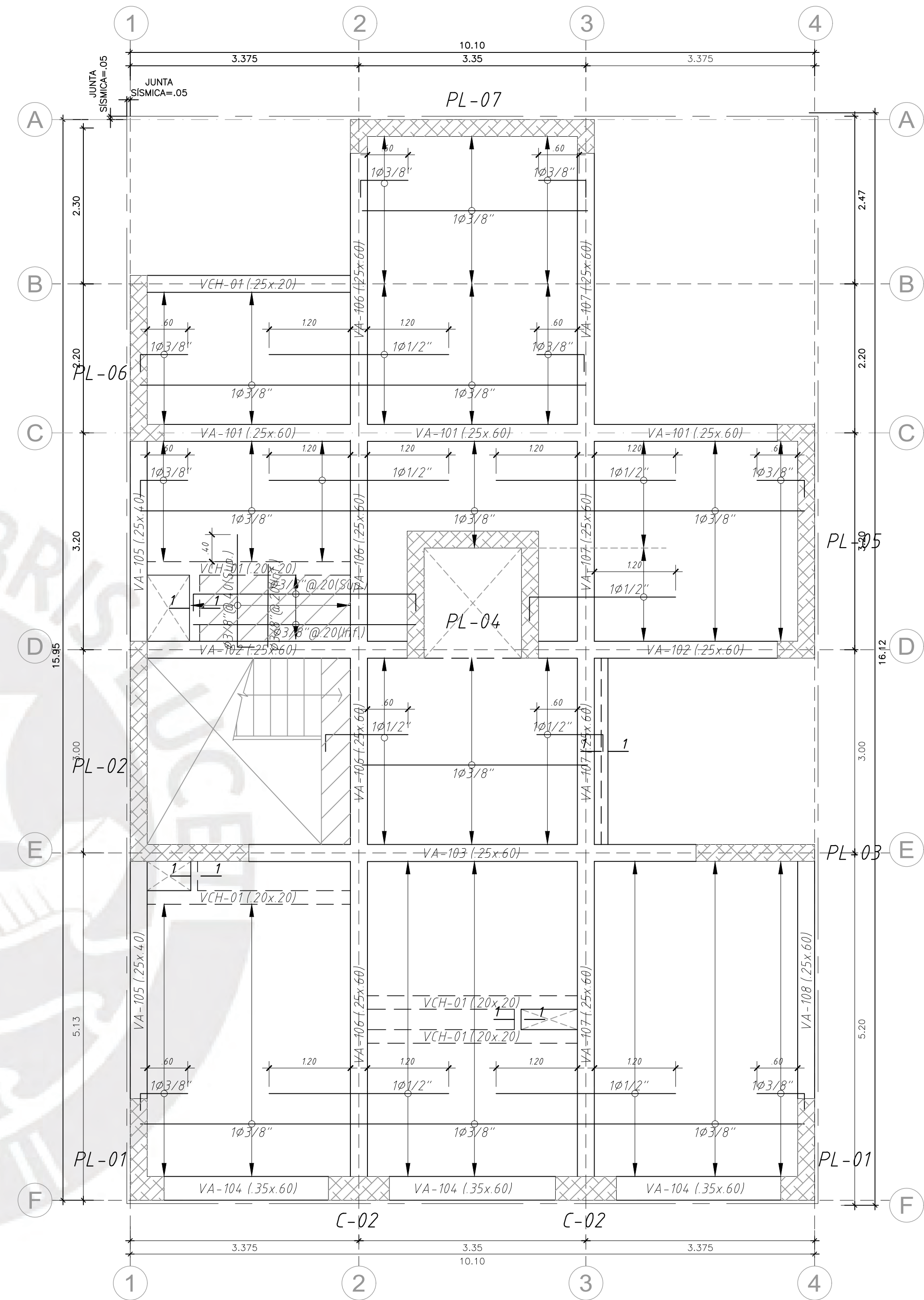
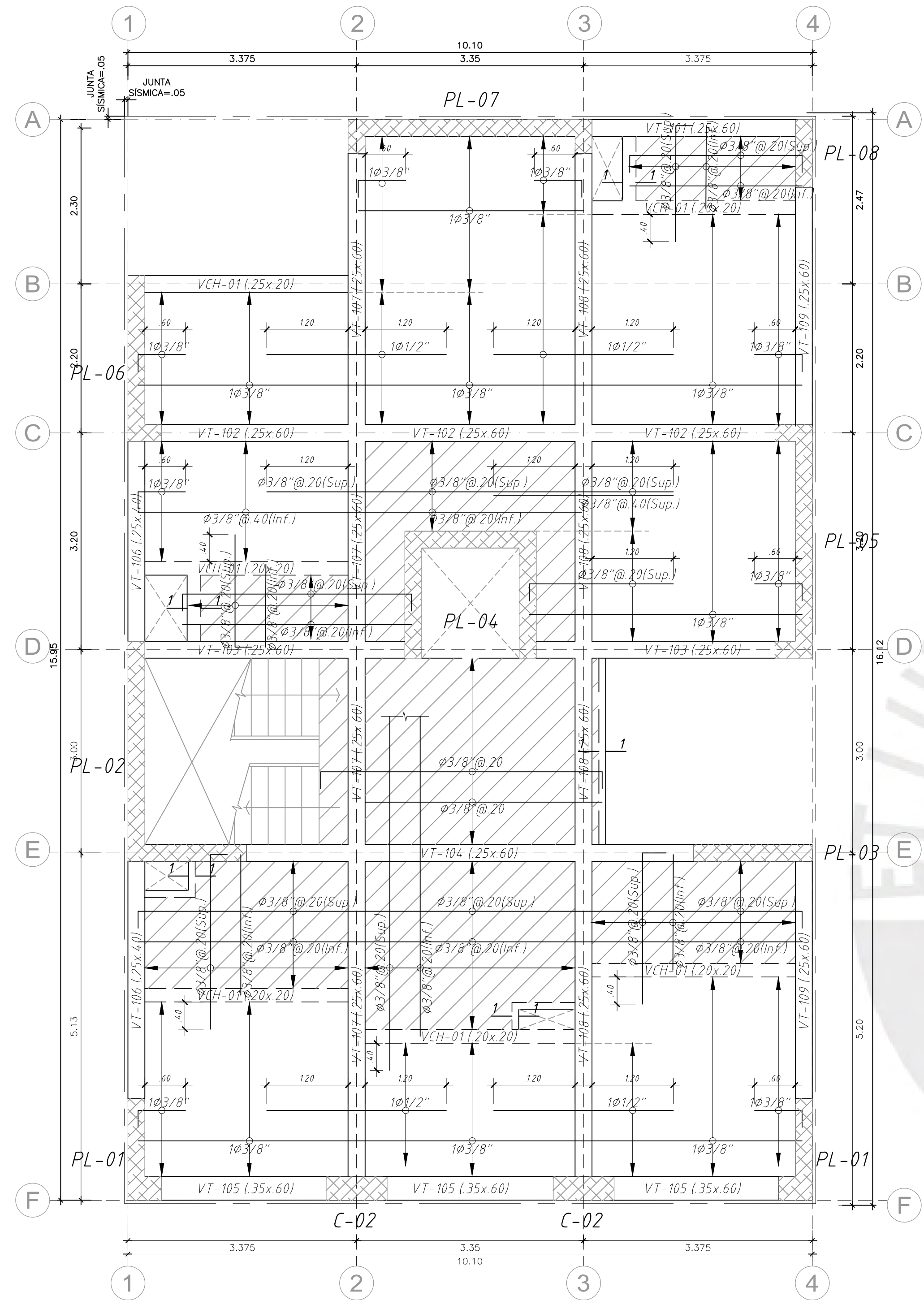


ENCOFRADO DE TECHO PISO TÍPICO

ESCALA 1 : 50

- LOSA ALIGERADA h=0.20 S/C=200 Kg/m² (CUARTOS) y 400 Kg/m² (PASILLOS Y ESCALERAS), NPT +6.00 y +9.00
- LOSA MACIZA h=0.20 S/C=200 Kg/m² (CUARTOS) y S/C=400 Kg/m² (PASILLOS Y ESCALERAS), NPT +6.00 y +9.00

		PROYECTO DE TESIS DE 5 PISOS Y 1 SOTANO		LAMININA: E-03
PROVINCIA: LIMA	PLANO: ENCOFRADO DE TECHO 1ER. PISO ENCOFRADO DE TECHO PISO TÍPICO	DISEÑO: P.Q.C.		
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50/1:25	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DIBUJANTE: P.Q.C.

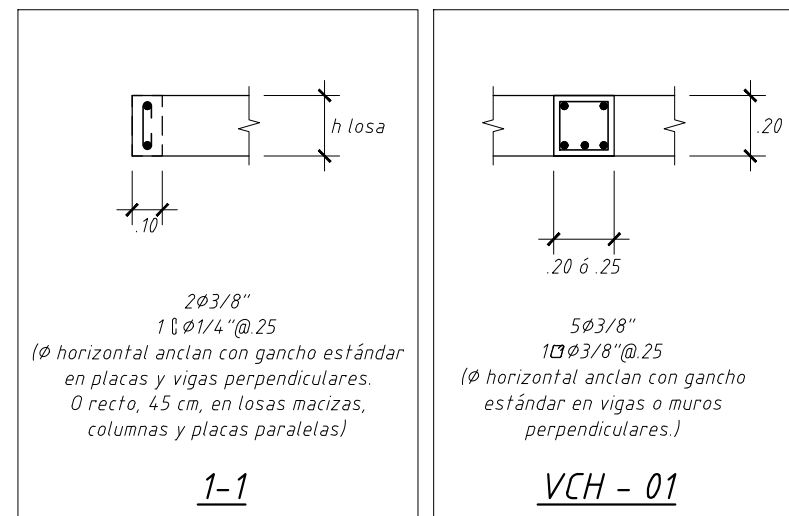


ENCOFRADO DE TECHO DE 4TO PISO

ESCALA 1 : 50

- LOSA ALIGERADA $h=0.20$ $S/C=200$ Kg/m² (CUARTOS) y 400 Kg/m² (PASILLOS Y ESCALERAS), NPT +12.00
- LOSA MACIZA $h=0.20$ $S/C=200$ Kg/m² (CUARTOS) y $S/C=400$ Kg/m² (PASILLOS Y ESCALERAS), NPT +12.00

CORTES DE TECHO

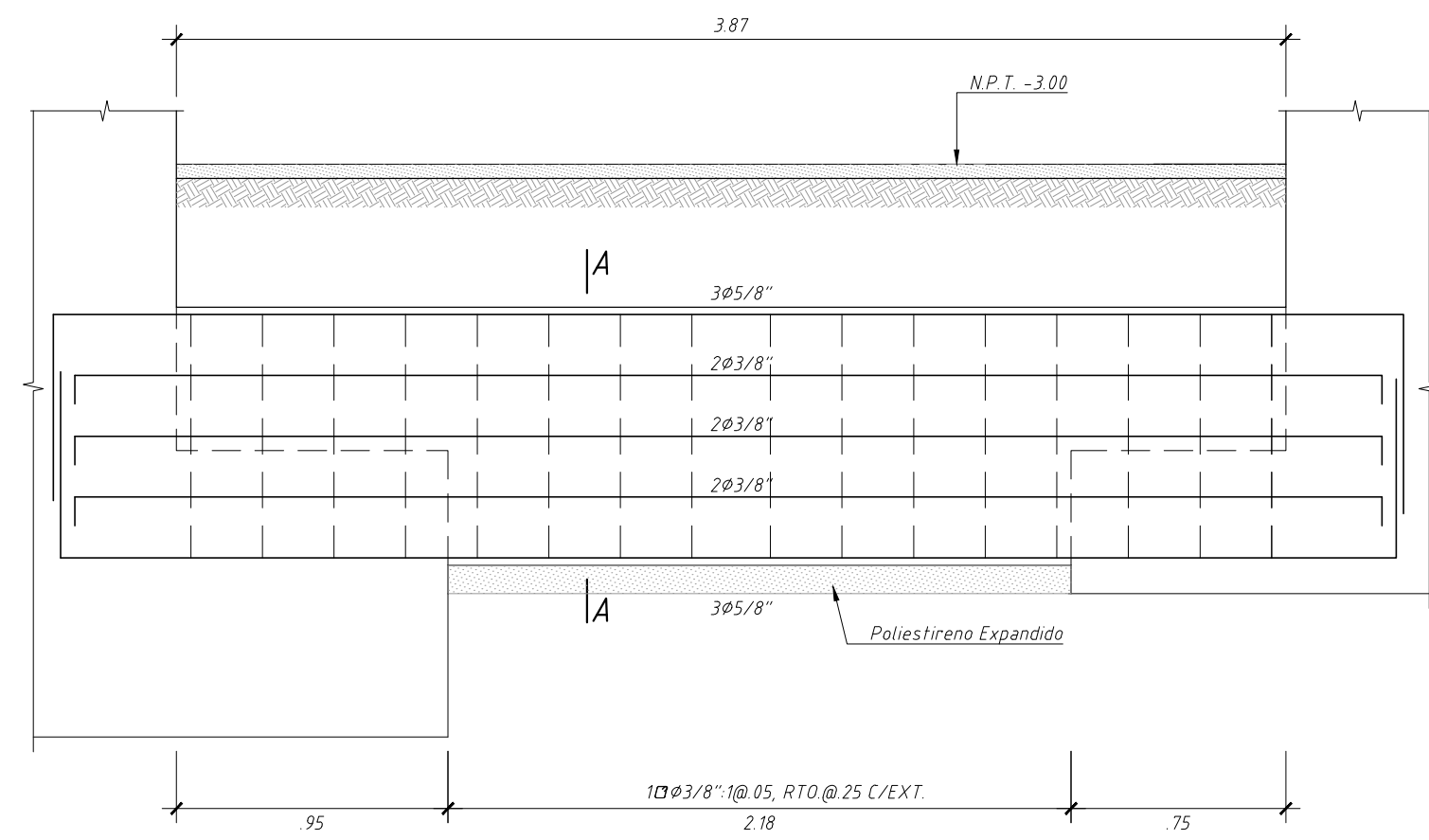


ENCOFRADO DE TECHO DE 5TO PISO

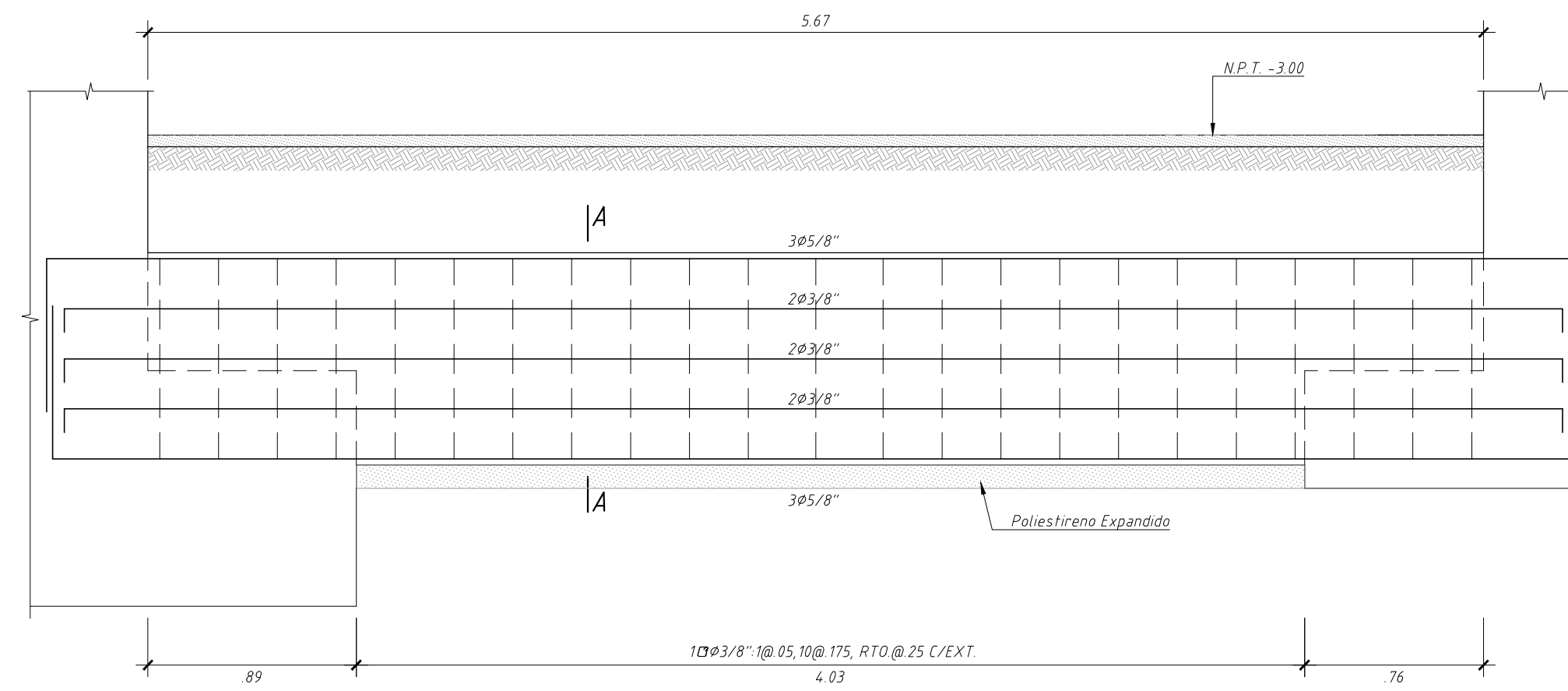
ESCALA 1 : 50

- LOSA ALIGERADA $h=0.20$ $S/C=200$ Kg/m² (CUARTOS) y 400 Kg/m² (PASILLOS Y ESCALERAS), NPT +15.00
- LOSA MACIZA $h=0.20$ $S/C=200$ Kg/m² (CUARTOS) y $S/C=400$ Kg/m² (PASILLOS Y ESCALERAS), NPT +15.00

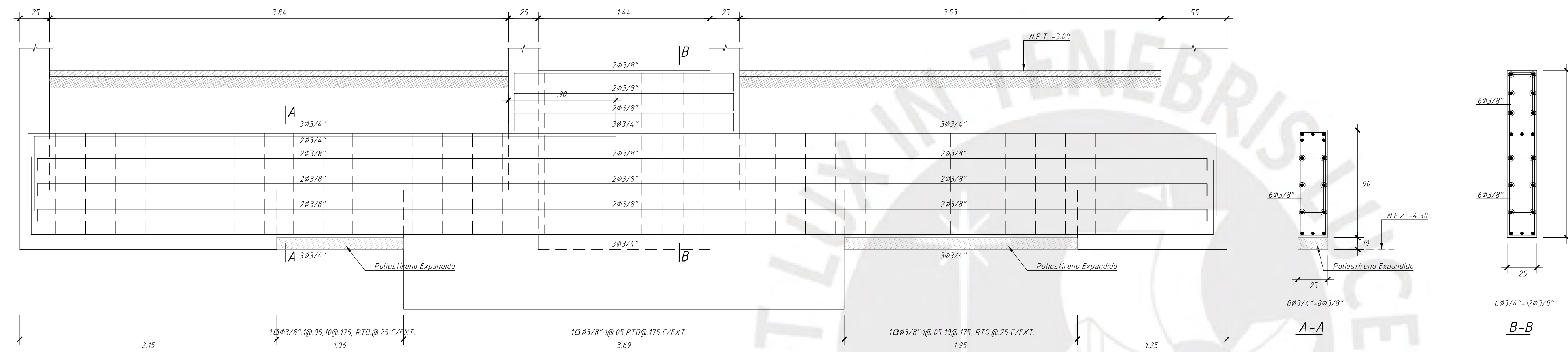
		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:
		E-04		
DEPARTAMENTO: LIMA	PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO	PROYECTISTA:	FECHA:	DISEÑO:
PROVINCIA: LIMA	PLANO: ENCOFRADO DE TECHO CUARTO PISO	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DISEÑO: P.Q.C.
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50			DIBUJANTE: P.Q.C.



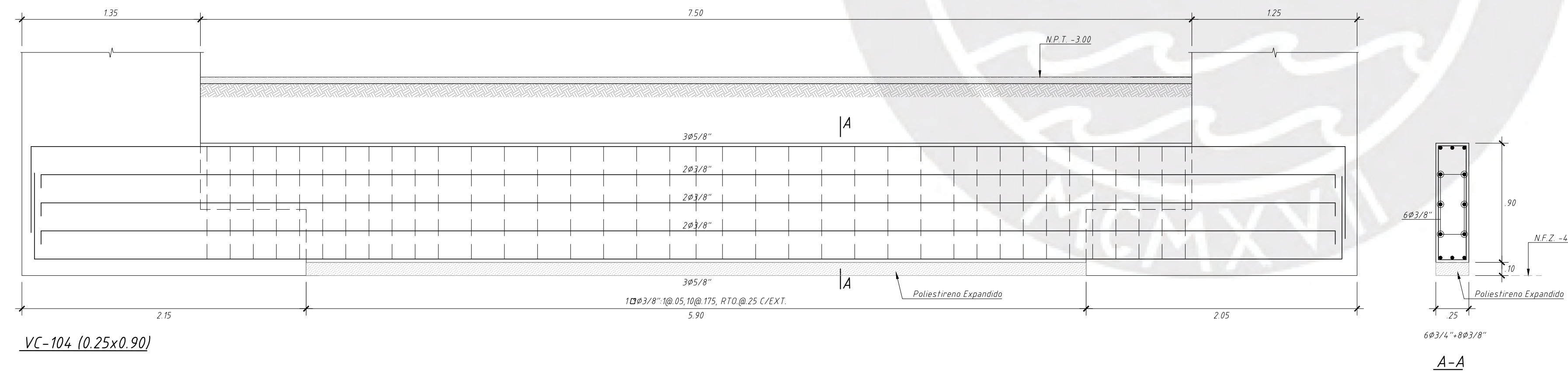
VC-101 (0.25x0.90)



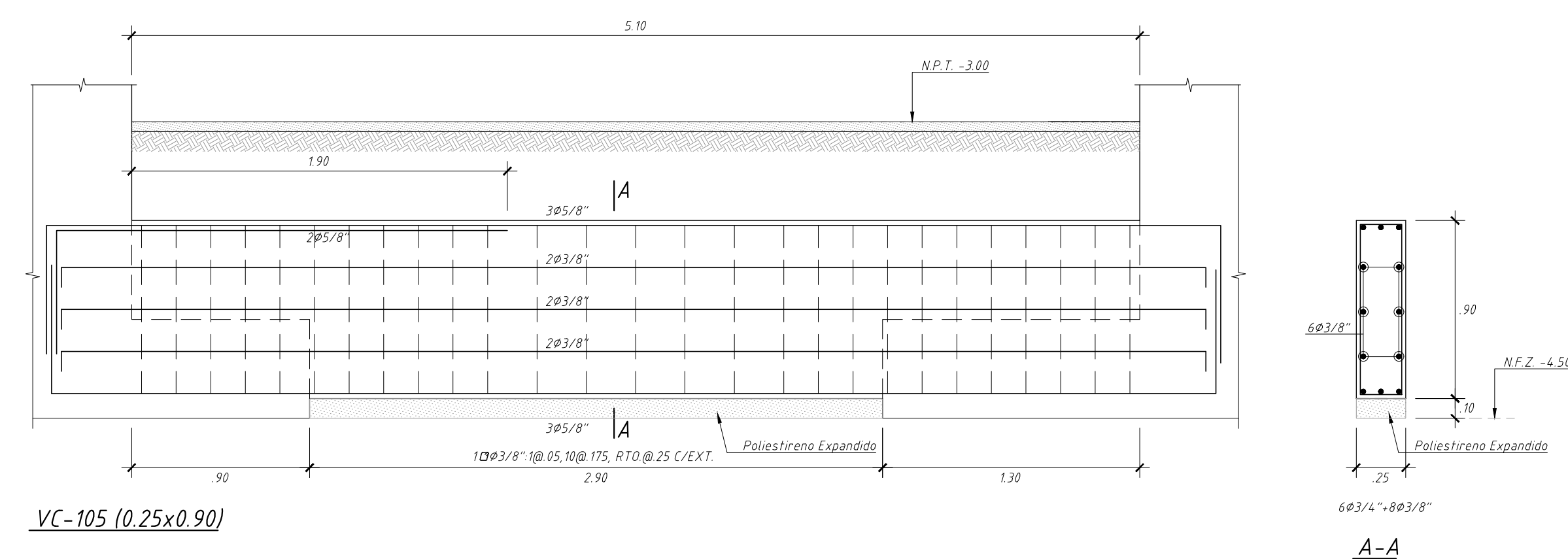
VC-102 (0.25x0.90)



VC-103 (0.25x0.90) y (0.25x1.20)

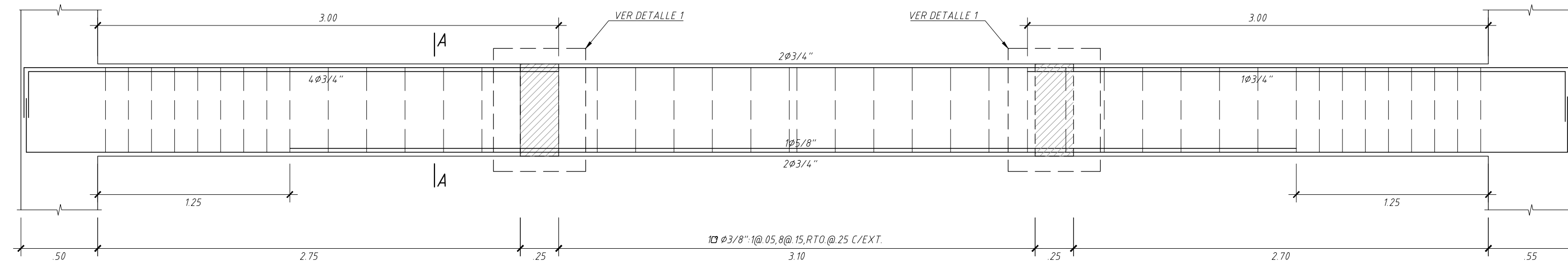


VC-104 (0.25x0.90)

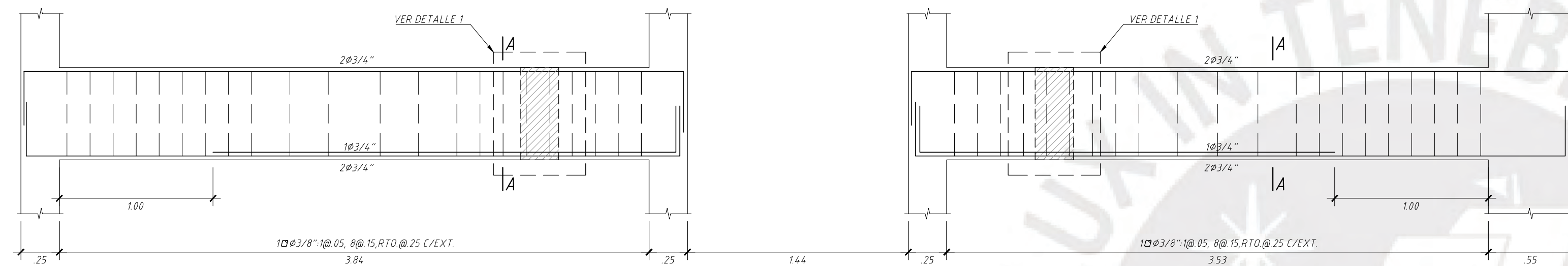
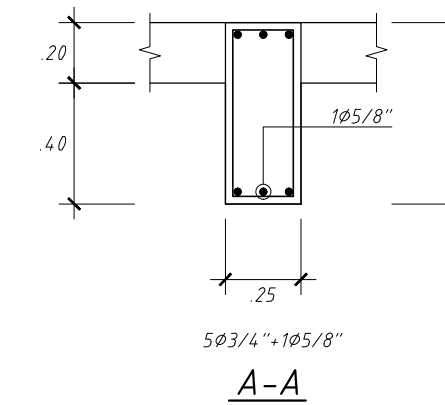


VC-105 (0.25x0.90)

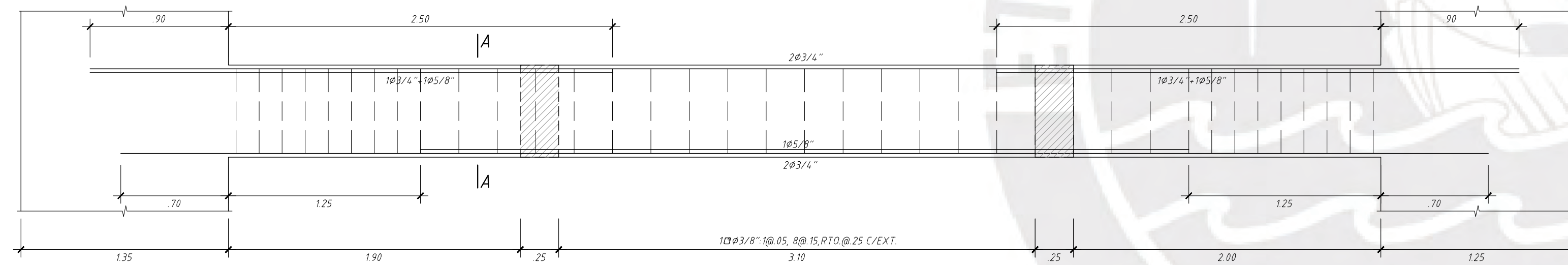
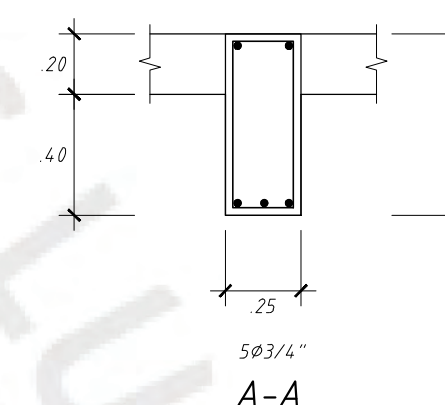
		PROYECTO DE TESIS		LAMINA: E-06	
DEPARTAMENTO: LIMA	PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO				
PROVINCIA: LIMA	PLANO: VIGAS DE CIMENTACION				DISEÑO: P.Q.C.
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50/1:25	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DIBUJANTE: P.Q.C.	



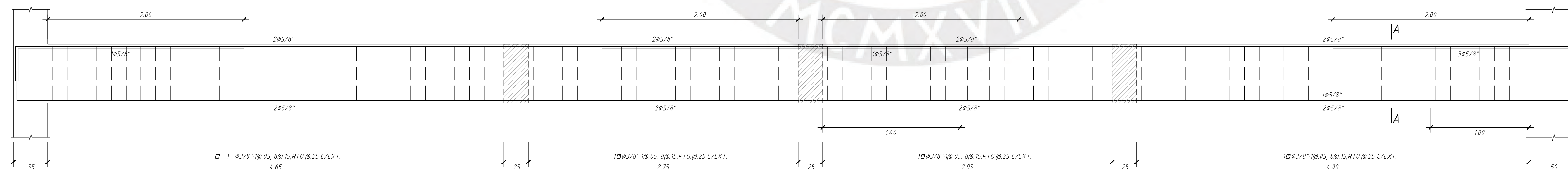
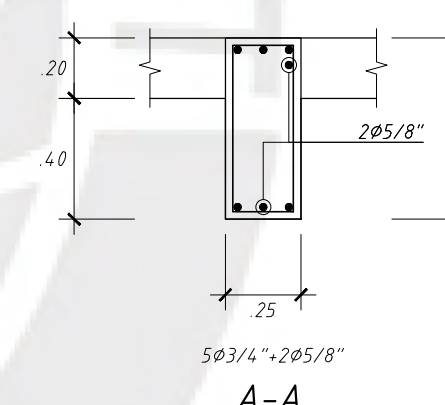
VS-101 (0.25x0.60) (Sótano)



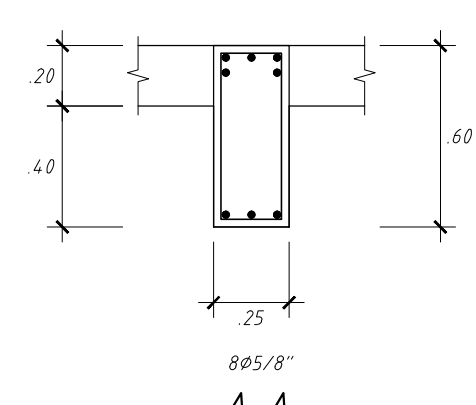
VS-102 (0.25x0.60) (Sótano)



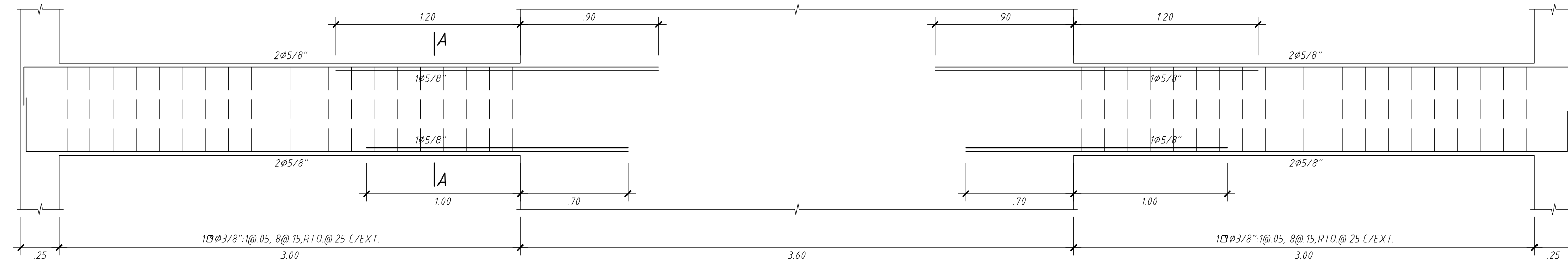
VS-103 (0.25x0.60) (Sótano)



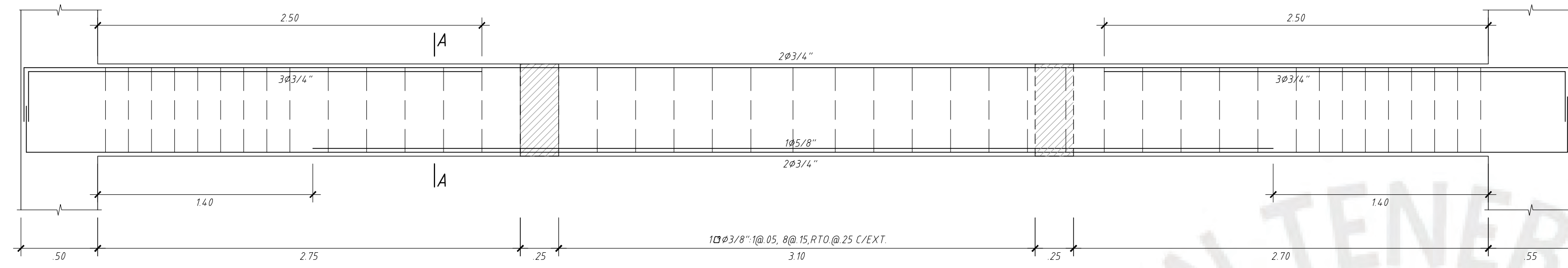
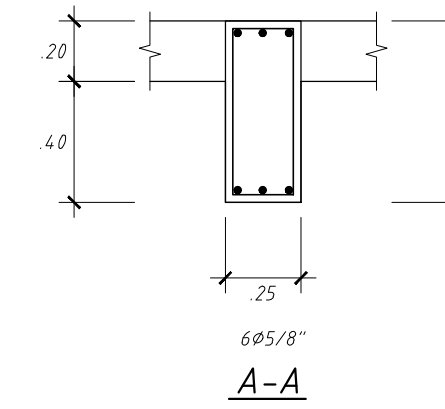
VS-104 (0.25x0.60) (Sótano)



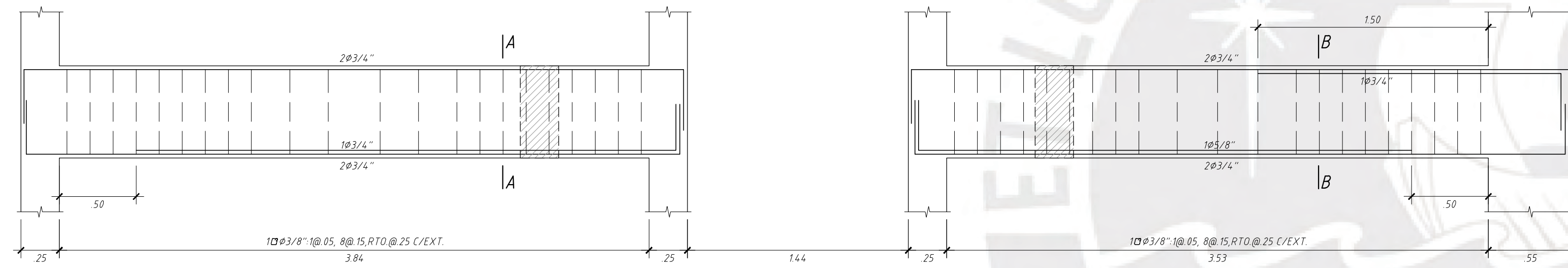
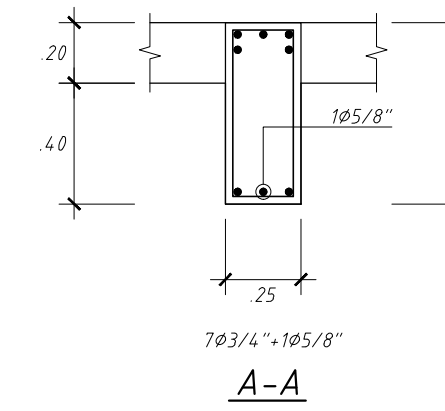
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:	
DEPARTAMENTO: LIMA		PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO			E-07
PROVINCIA: LIMA		PLANO: DESARROLLO DE VIGAS (I)			
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50/1:25	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DISEÑO: P.Q.C.	
				DIBUJANTE: P.Q.C.	



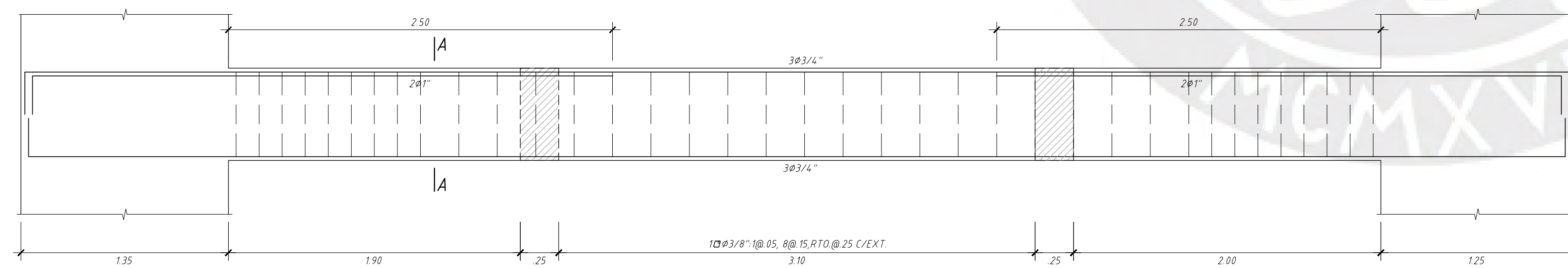
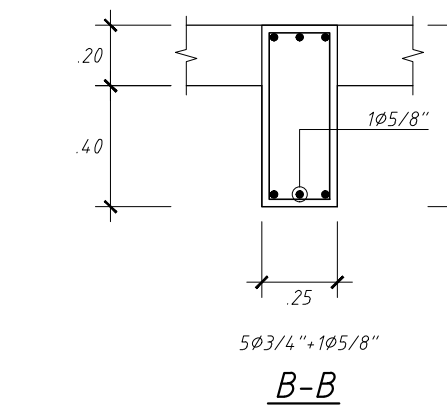
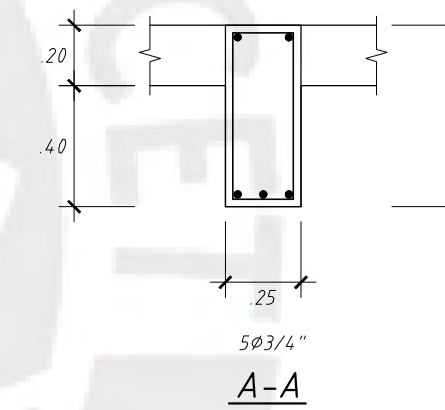
VP-101 (0.25x0.60) (Techo de Primer piso)



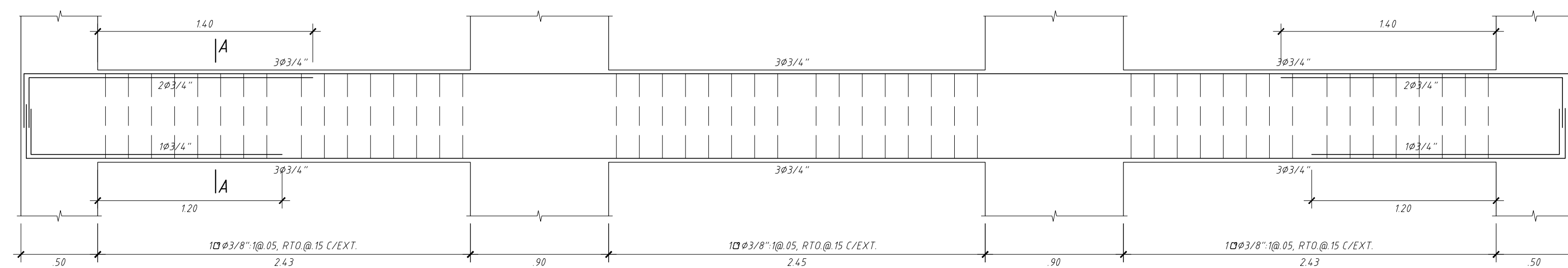
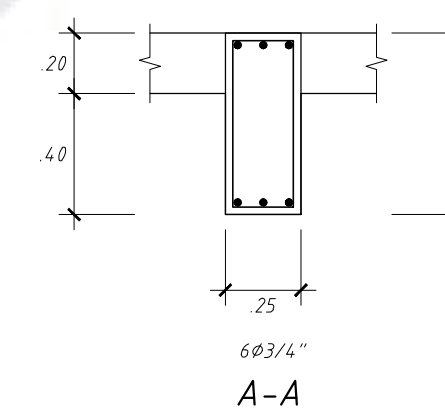
VP-102 (0.25x0.60) (Techo de Primer piso)



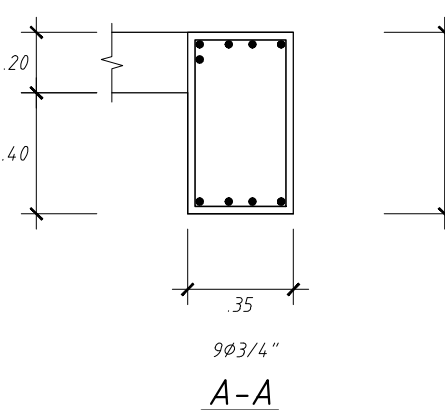
VP-103 (0.20x0.60) (Techo de Primer piso)




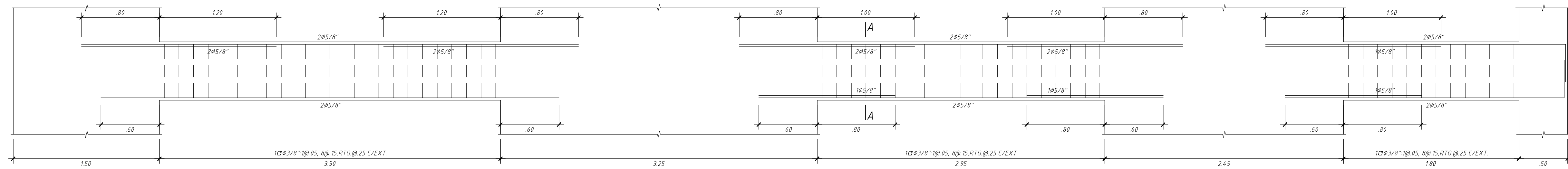
VP-104 (0.25x0.60) (Techo de Primer piso)



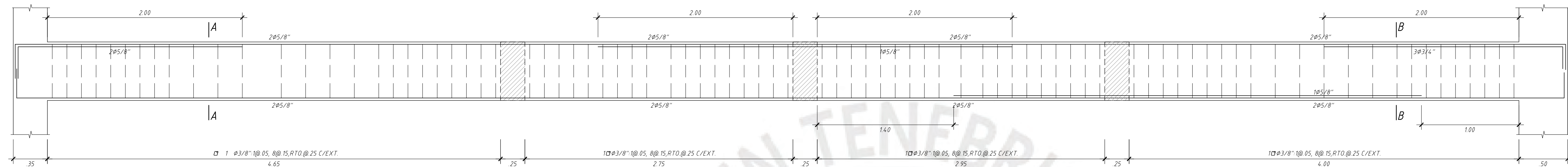
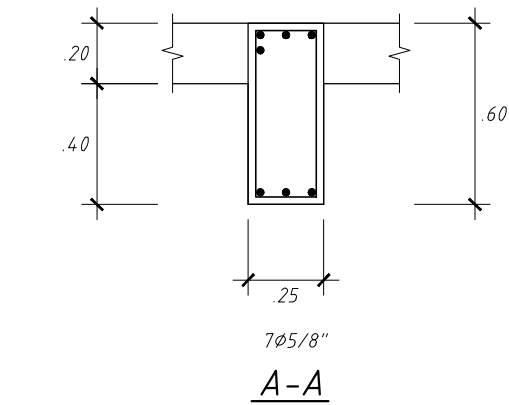
VP-105 (0.25x0.60) (Techo de Primer piso)



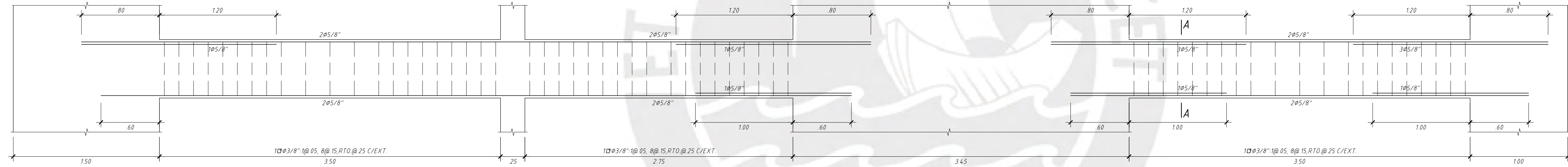
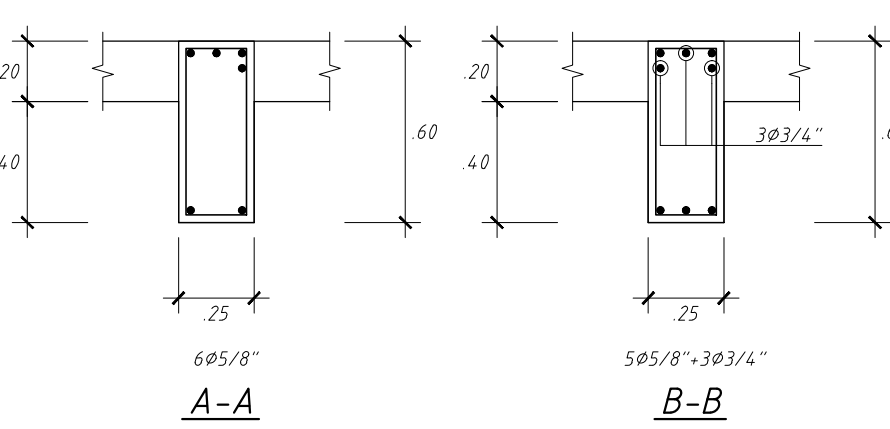
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:
DEPARTAMENTO: LIMA		PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO		E-08
PROVINCIA: LIMA		PLANO: DESARROLLO DE VIGAS (II)		
DISTRITO: SAN ISIDRO		PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DISEÑO: P.Q.C.
		ESCALA: 1:50/1:25		DIBUJANTE: P.Q.C.



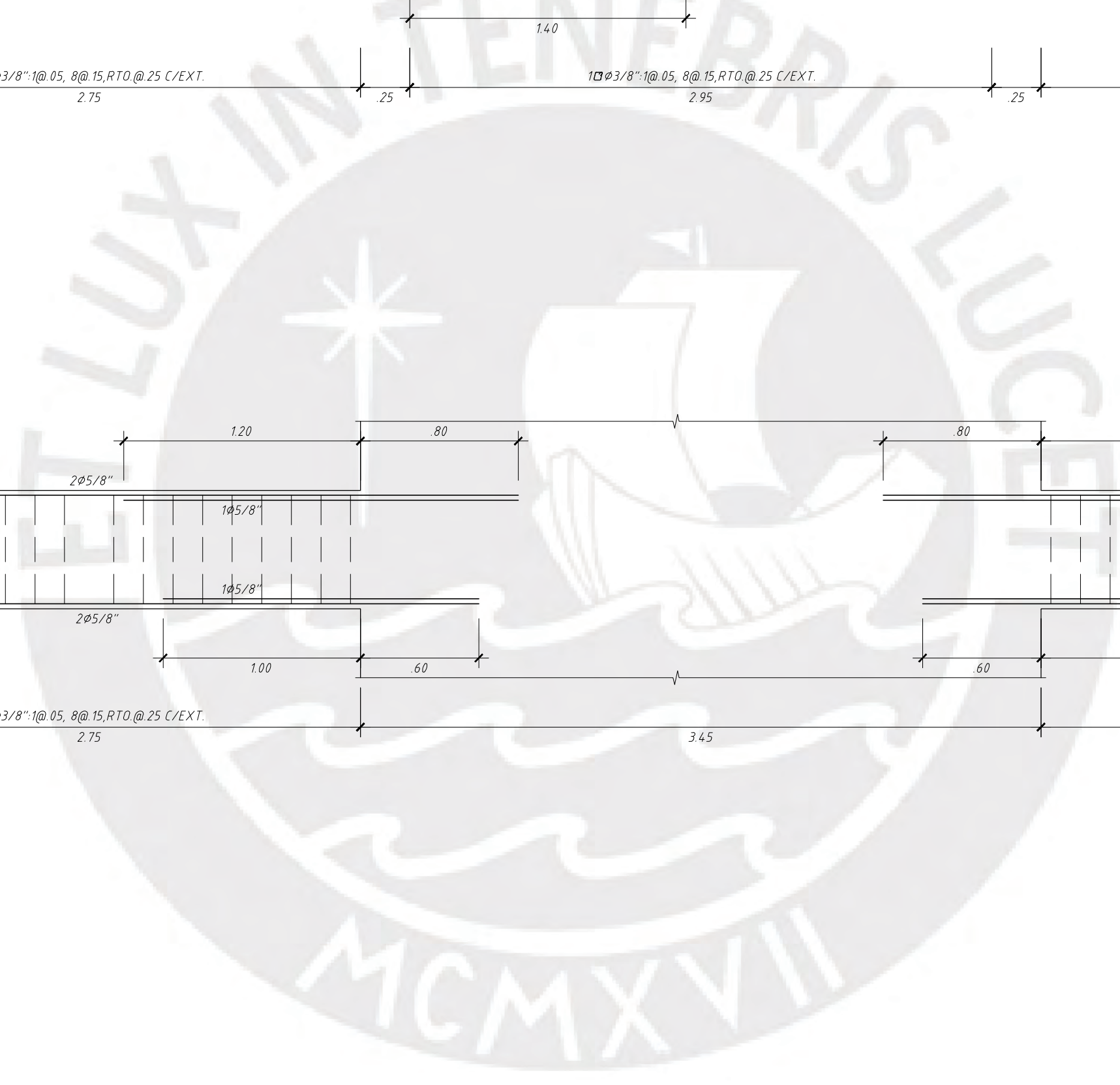
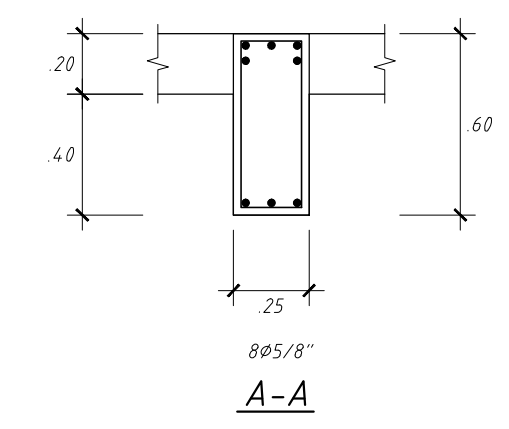
VP-106 (0.25x0.60) (Techo de Primer piso)



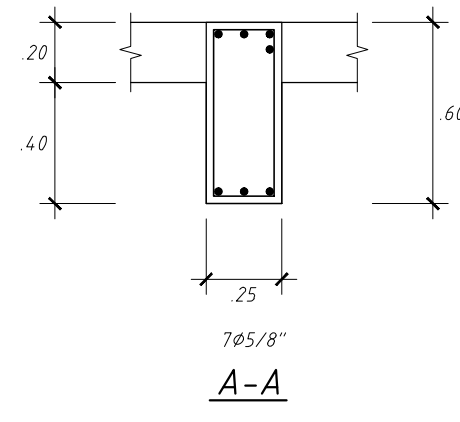
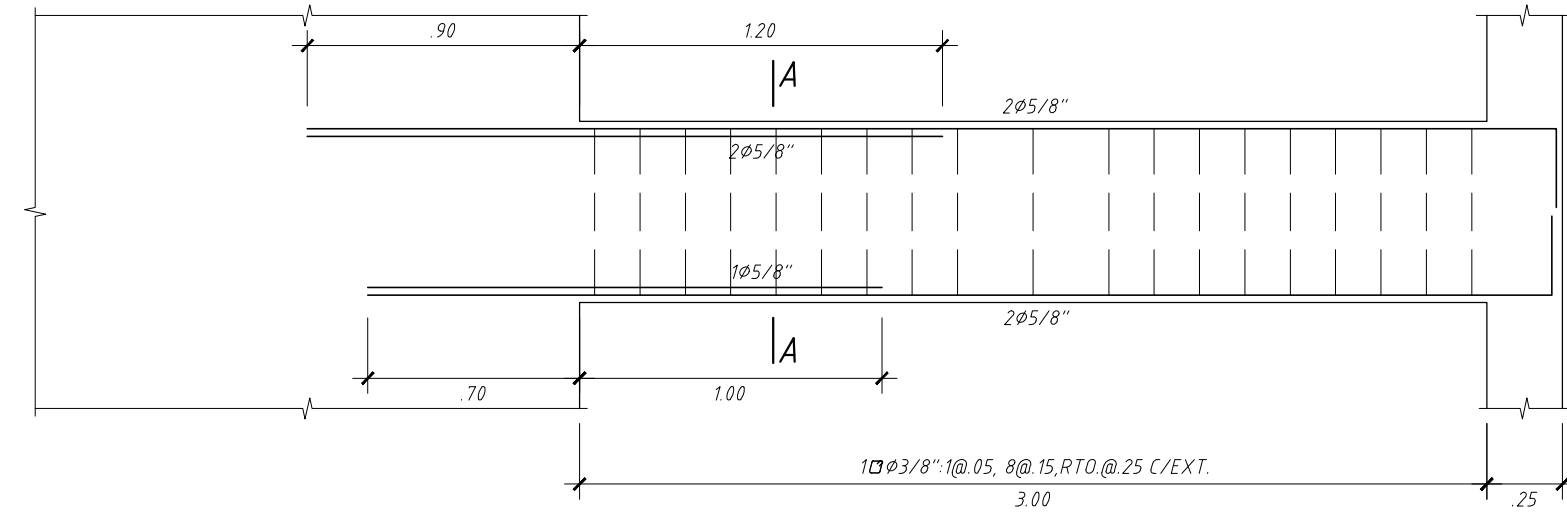
VP-107 (0.25x0.60) (Techo de Primer Piso)



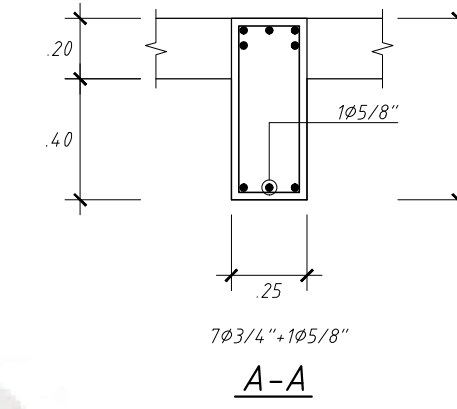
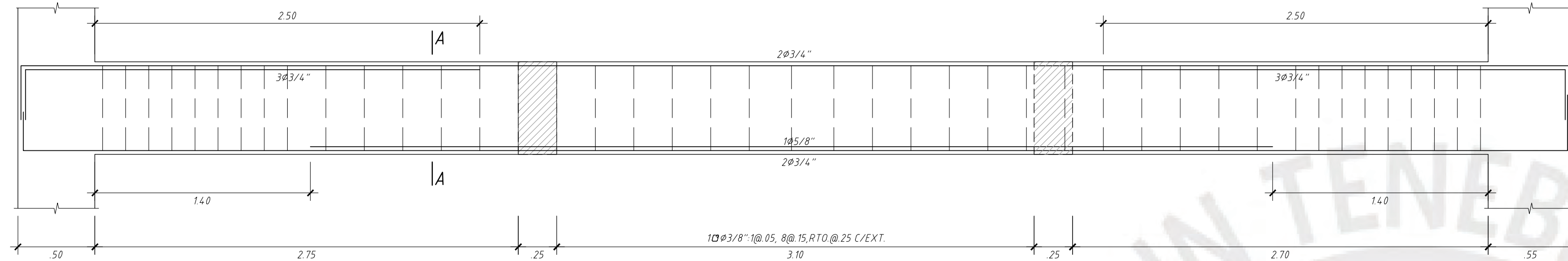
VP-108 (0.25x0.60) (Techo de Primer Piso)



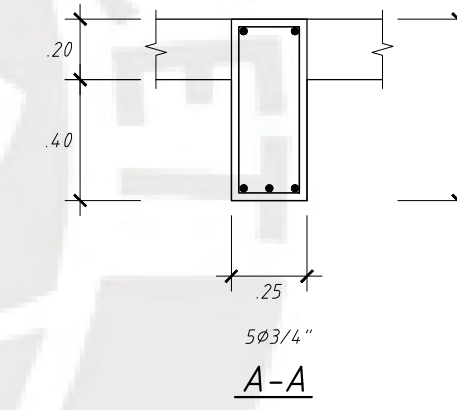
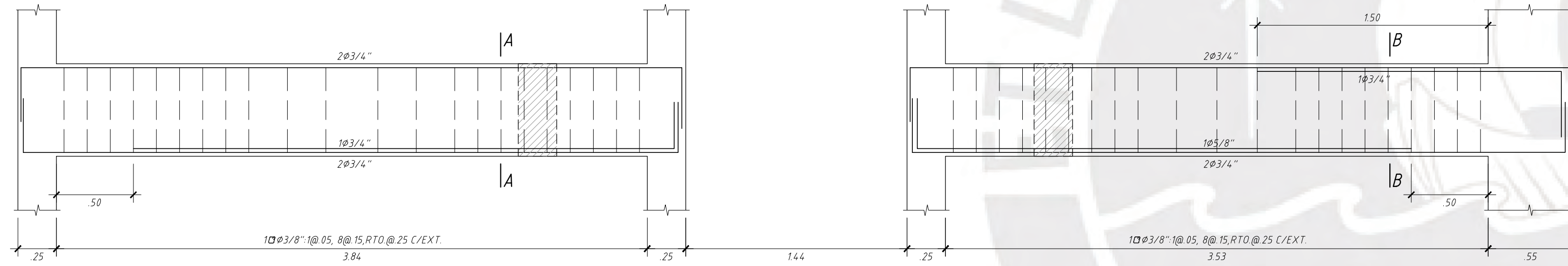
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:
DEPARTAMENTO: LIMA	PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO			E-09
PROVINCIA: LIMA	PLANO: DESARROLLO DE VIGAS (III)	DISEÑO: P. Q. C.		
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50/1:25	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DIBUJANTE: P. Q. C.



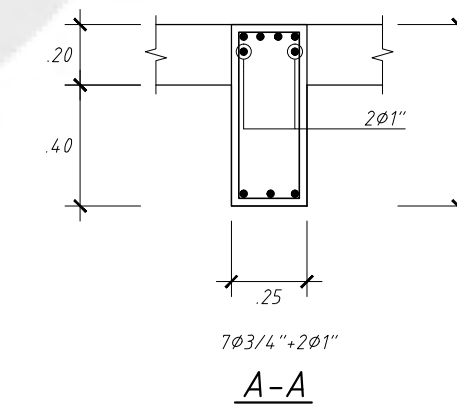
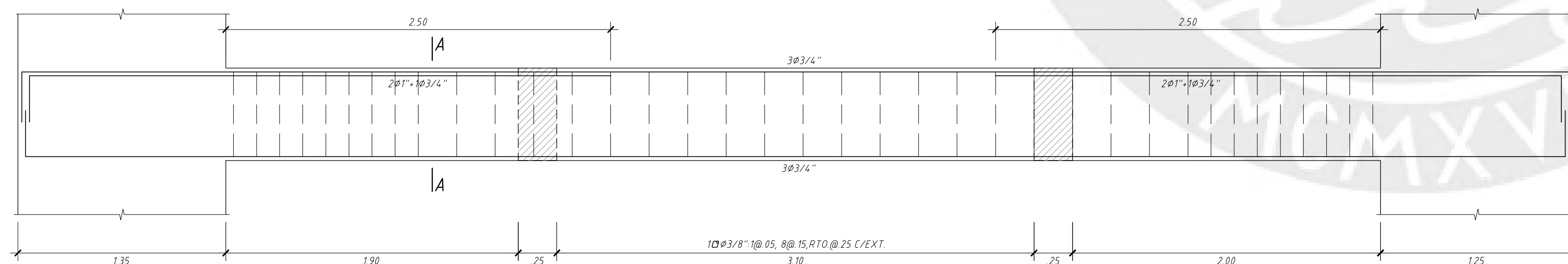
VT-101 (0.25x0.60) (Techo de Piso Típico)



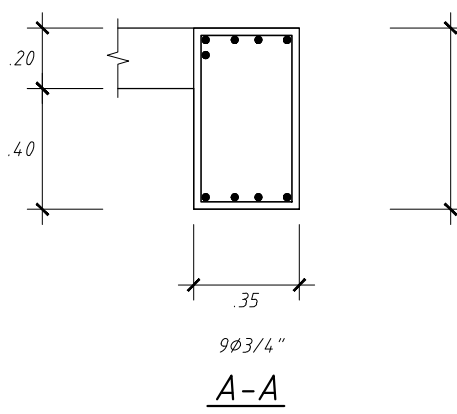
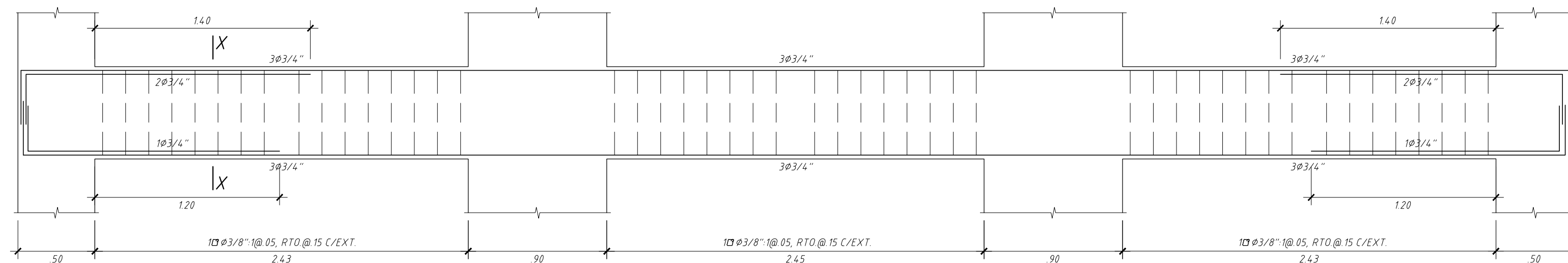
VT-102 (0.25x0.60) (Techo de Piso Típico)



VT-103 (0.25x0.60) (Techo de Piso Típico)

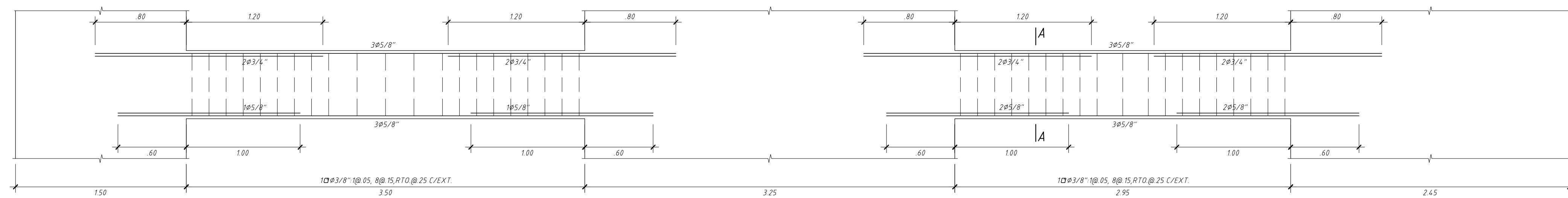


VT-104 (0.25x0.60) (Techo de Piso Típico)

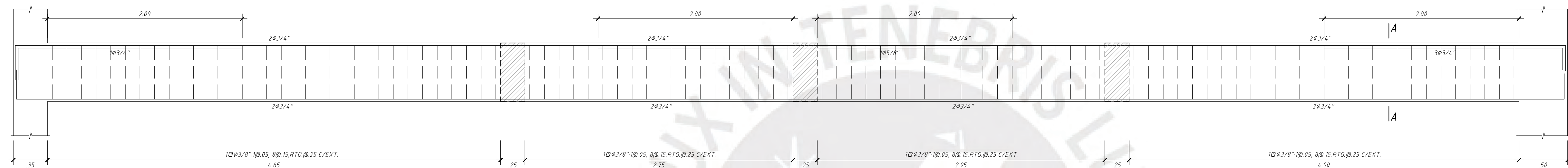
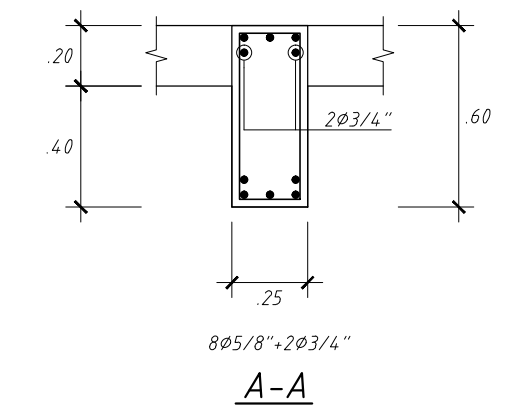


VT-105 (0.35x0.60) (Techo de Piso típico)

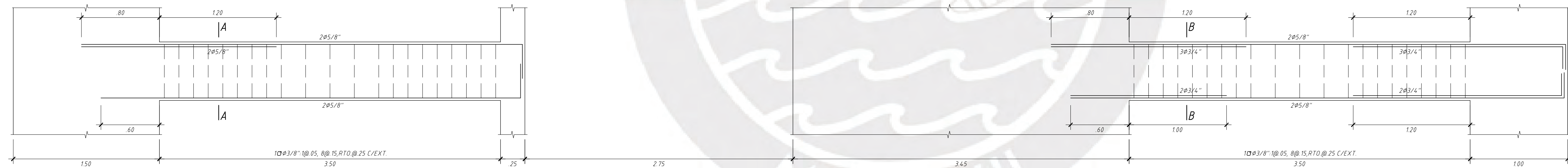
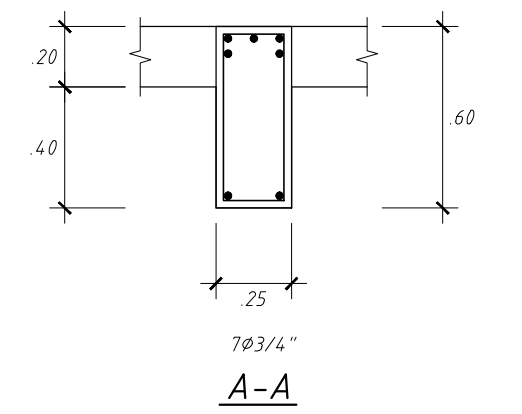
		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:
		E-10		
DEPARTAMENTO: LIMA	PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO			DISEÑO: P.Q.C.
PROVINCIA: LIMA	PLANO: DESARROLLO DE VIGAS (IV)			DIBUJANTE: P.Q.C.
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50/1:25	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	



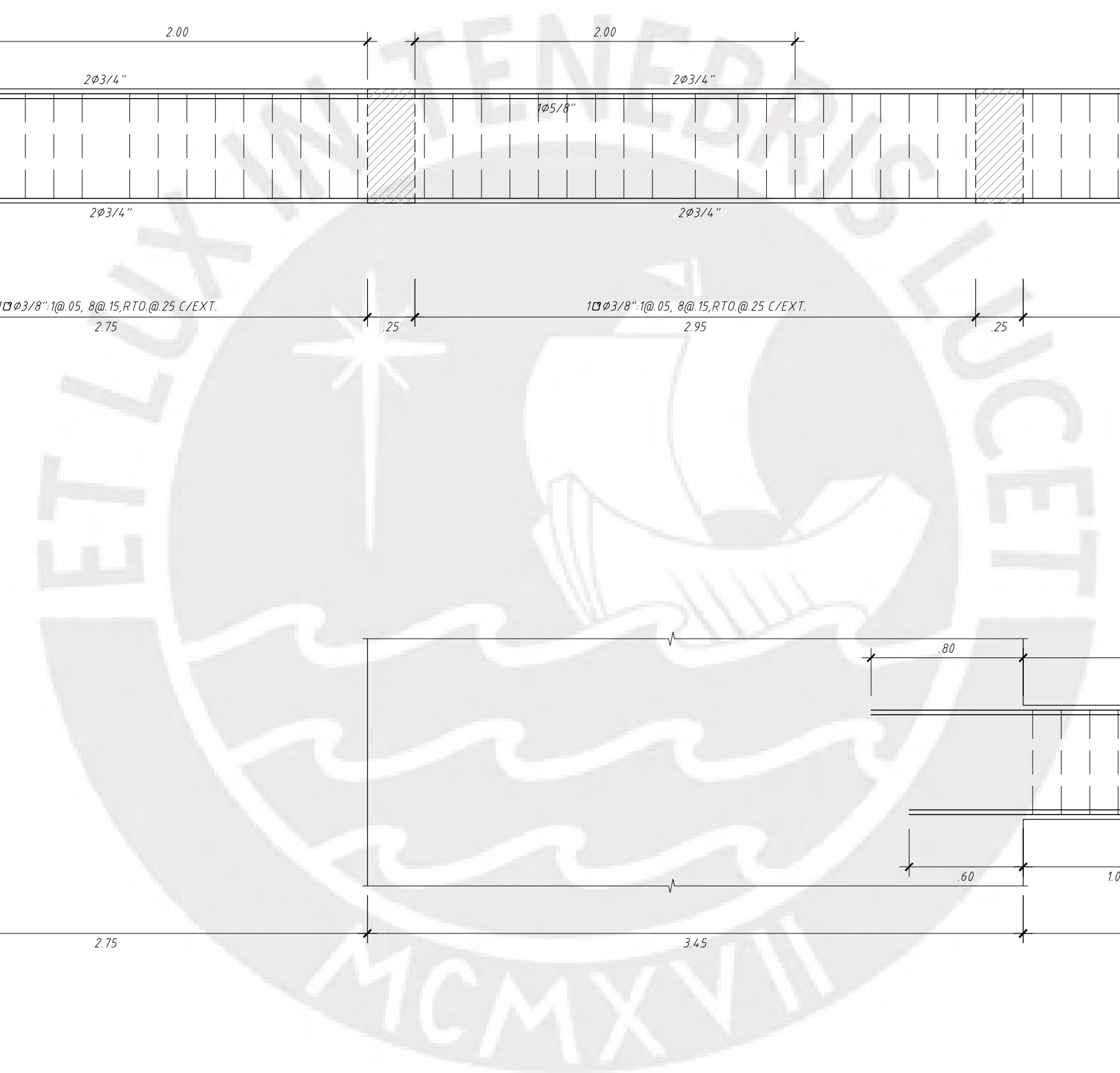
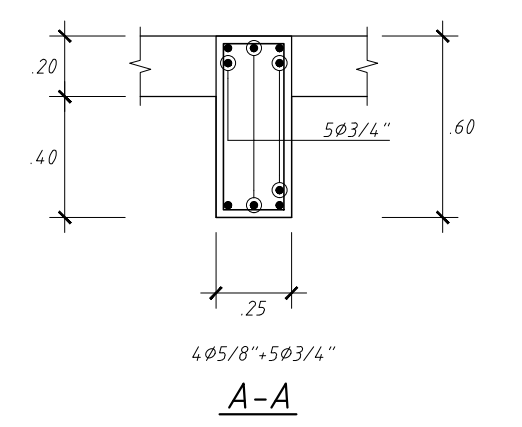
VT-106 (0.25x0.60) (Techo de Piso típico)




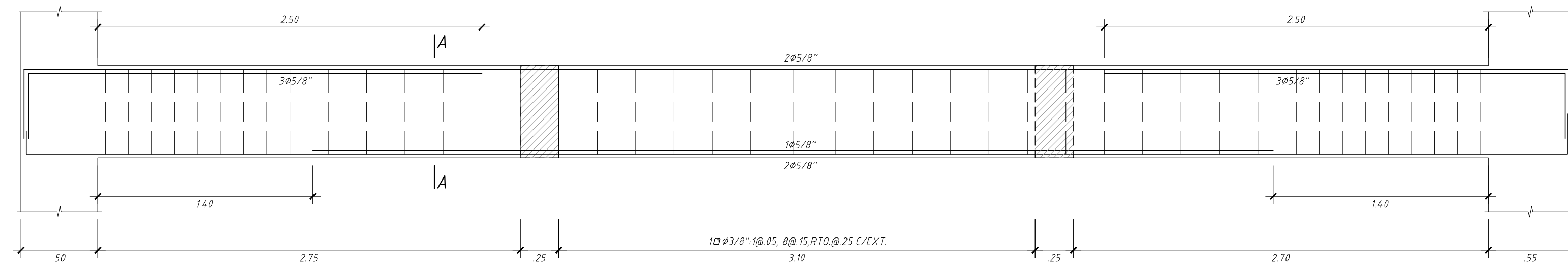
VT-107 (0.25x0.60) (Techo de Piso típico)



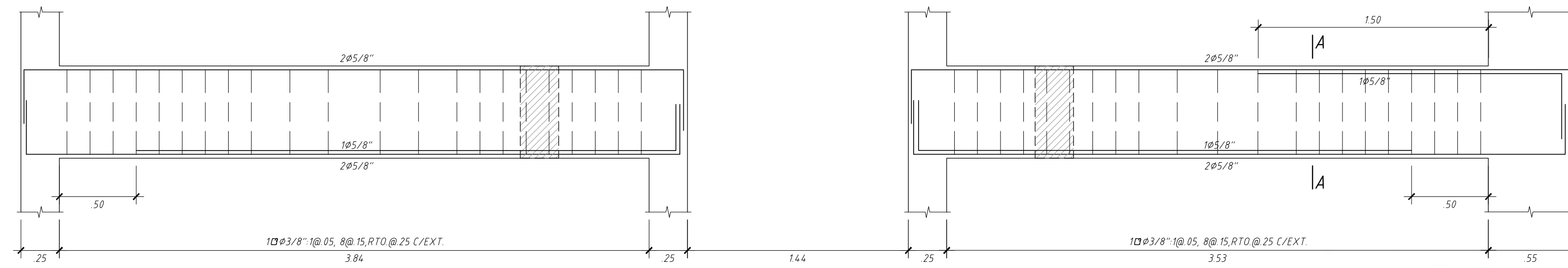
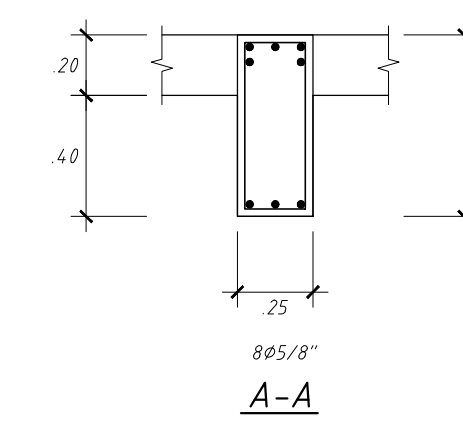
VT-108 (0.25x0.60) (Techo de Piso típico)



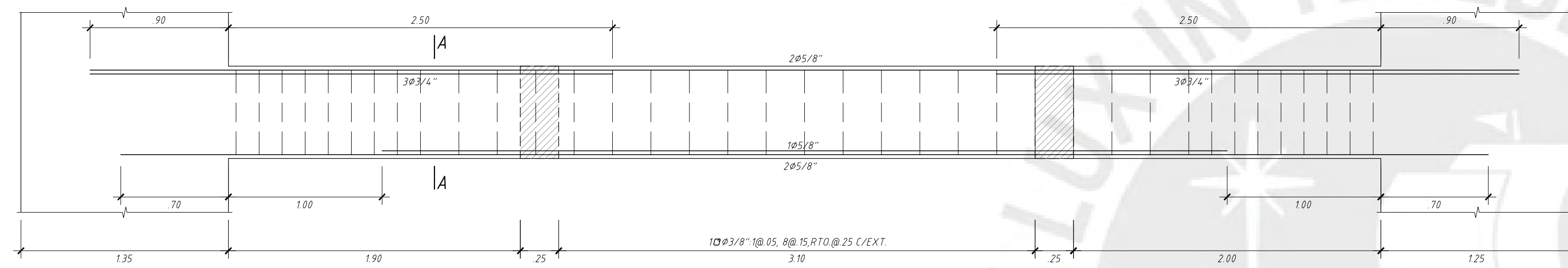
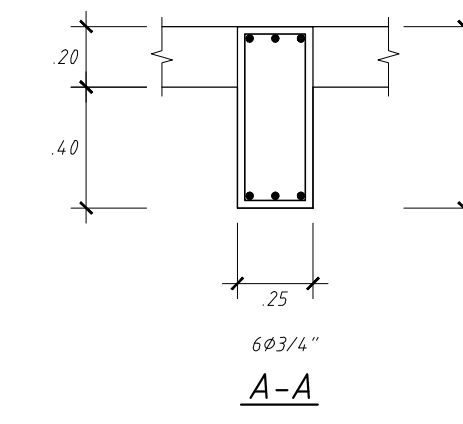
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:
DEPARTAMENTO: LIMA		PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO		E-11
PROVINCIA: LIMA		PLANO: DESARROLLO DE VIGAS (V)		
DISTRITO: SAN ISIDRO		PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DISEÑO: P.Q.C.
		ESCALA: 1:50/1:25		DIBUJANTE: P.Q.C.



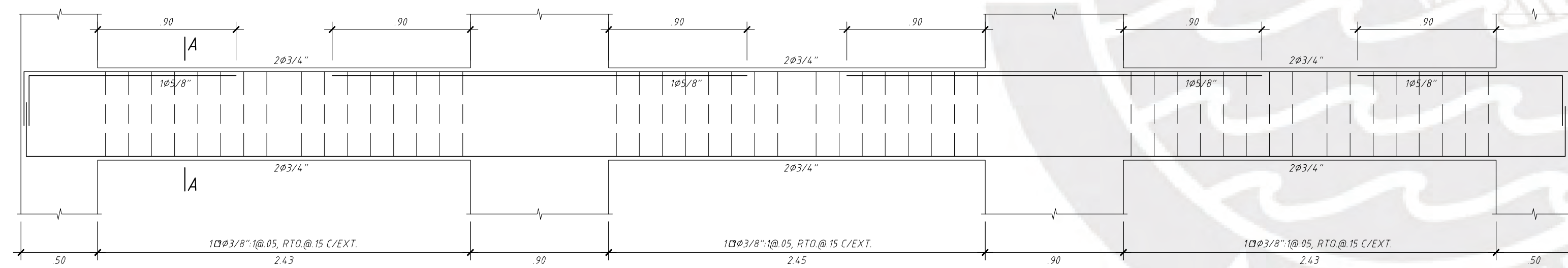
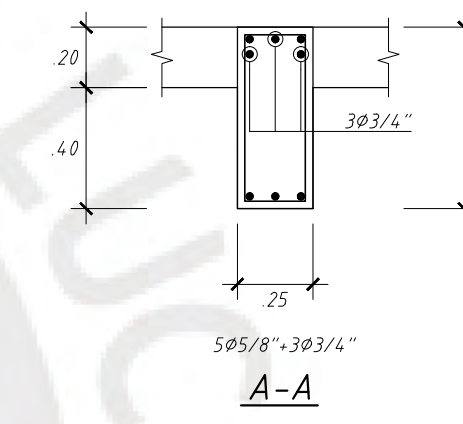
VA-101 (0.25x0.80) (Azotea)



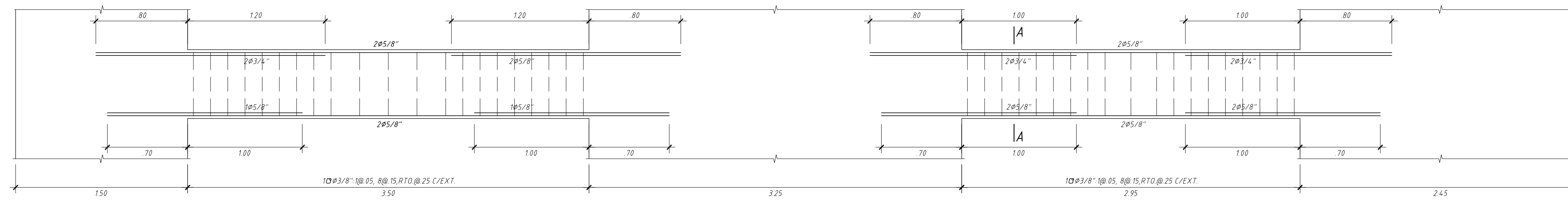
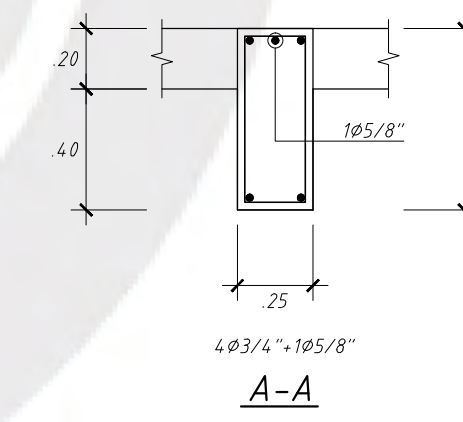
VA-102 (0.20x0.60) (Azotea)



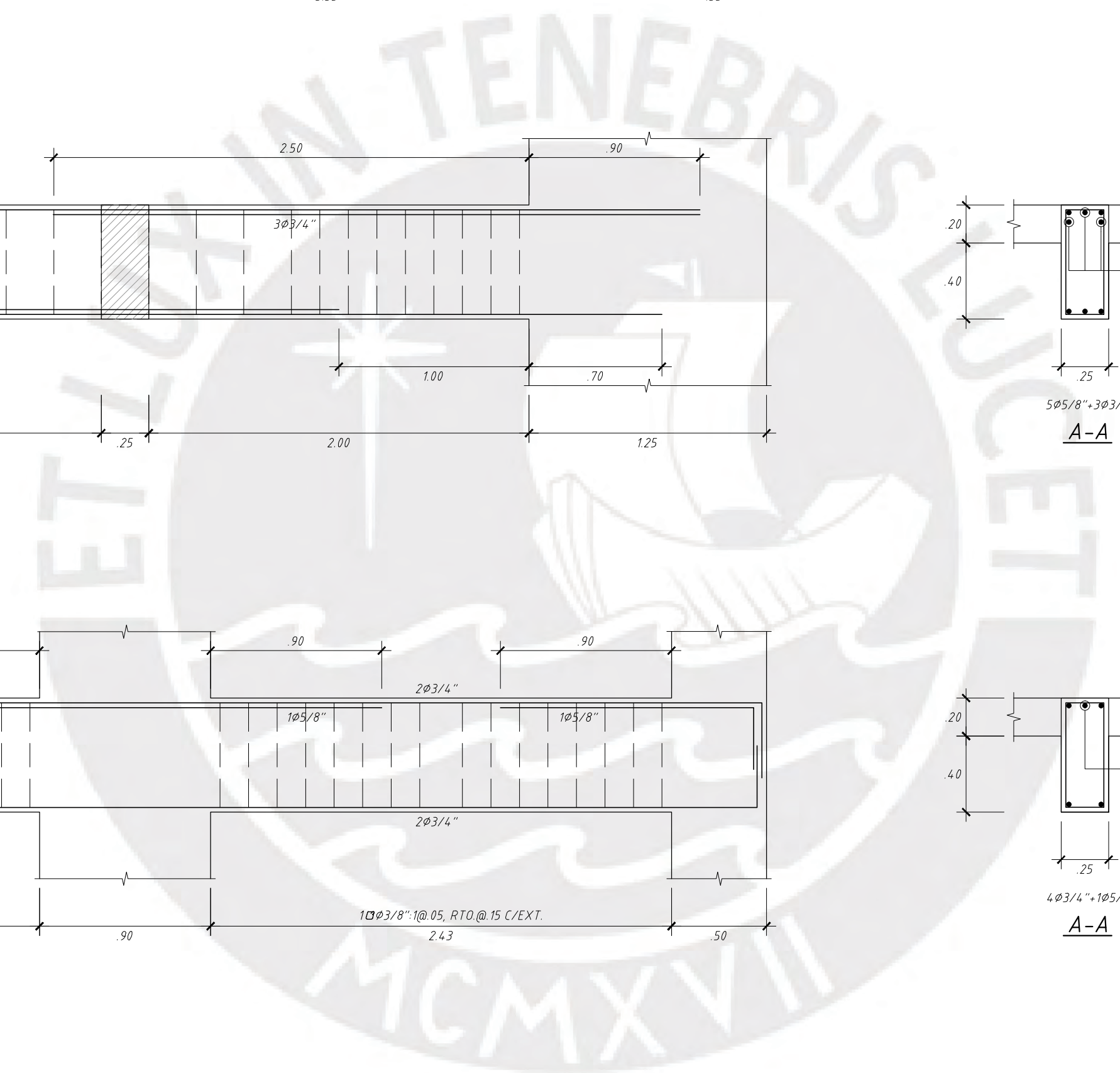
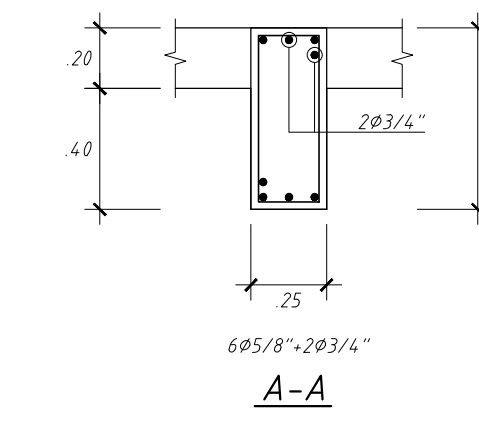
VA-103 (0.25x0.80) (Azotea)



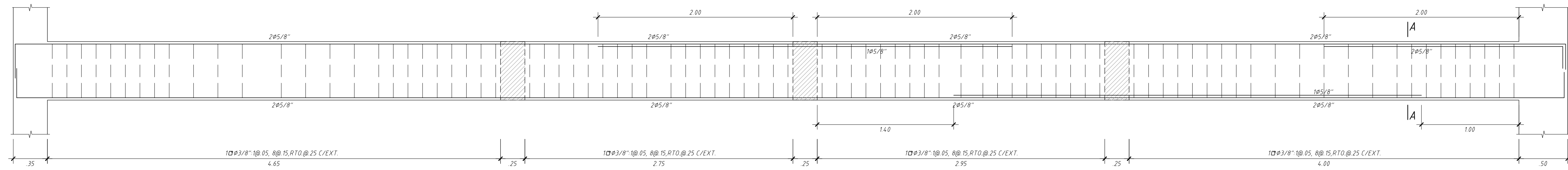
VA-104 (0.25x0.60) (Azotea)



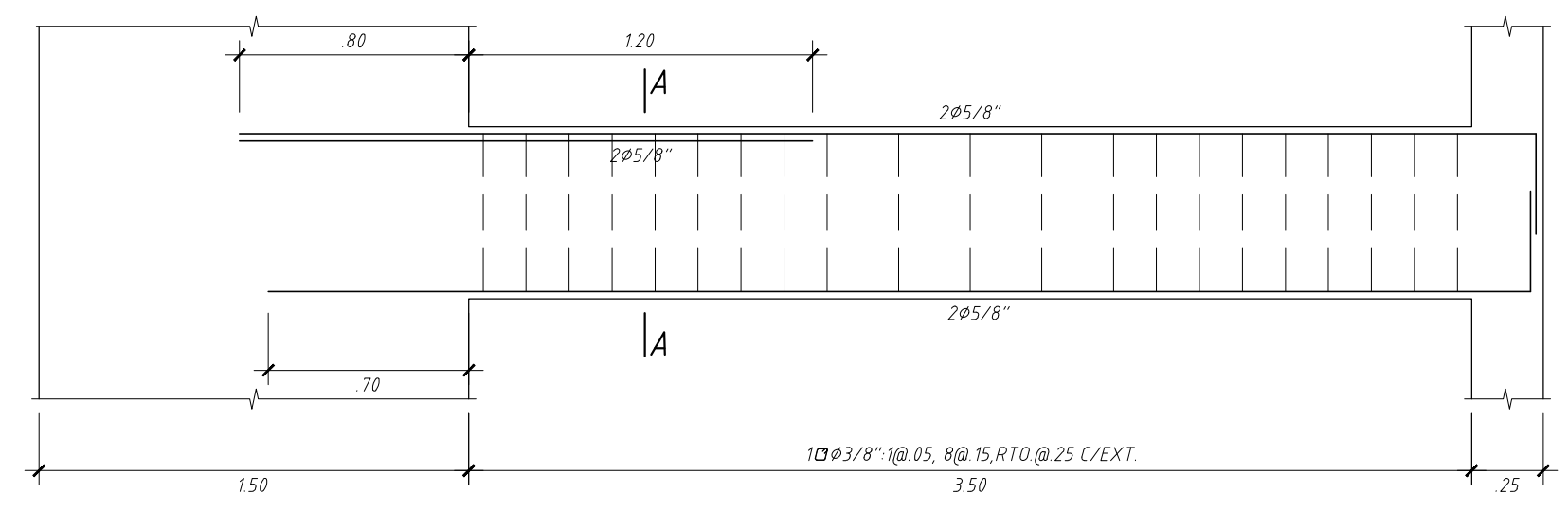
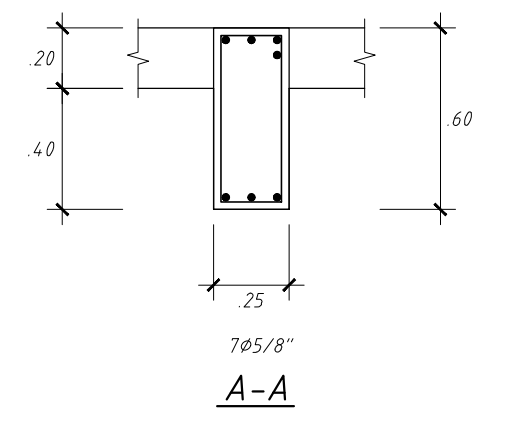
VA-105 (0.25x0.60) (Azotea)



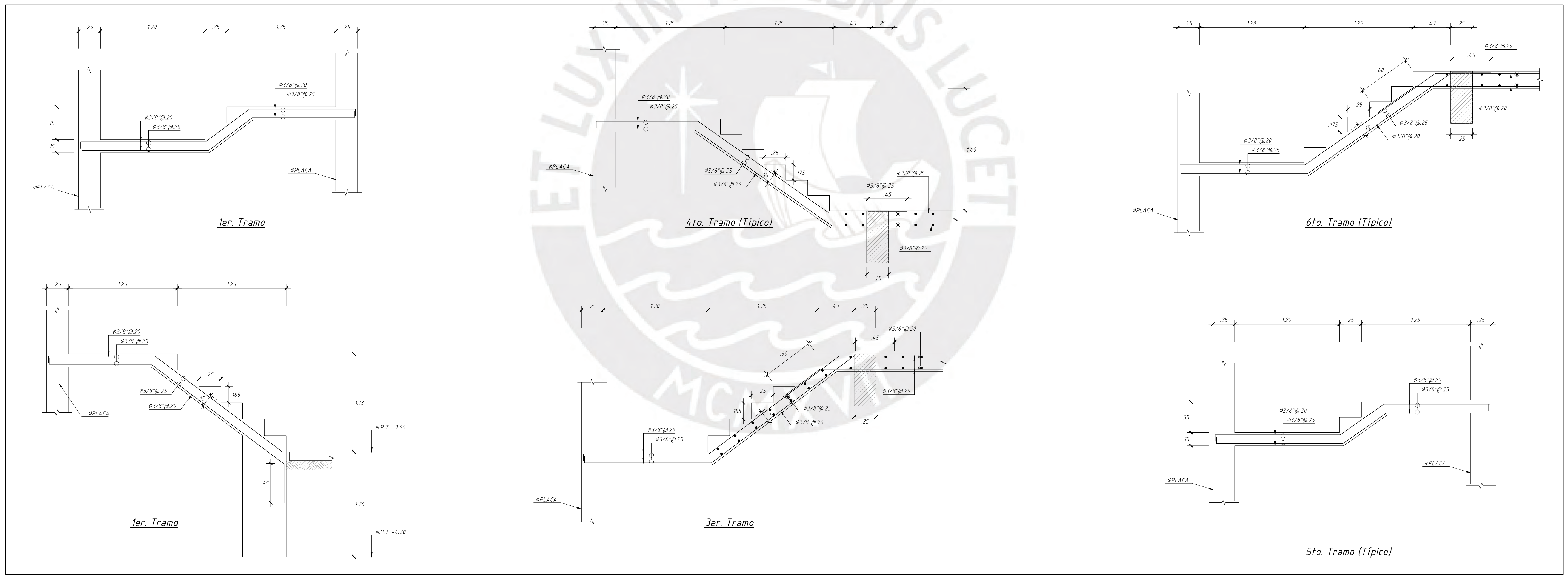
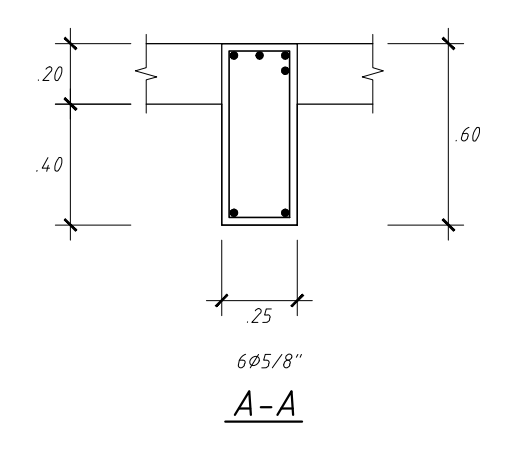
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:
DEPARTAMENTO: LIMA		PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO		E-12
PROVINCIA: LIMA		DESARROLLO DE VIGAS (VI)		
DISTRITO: SAN ISIDRO	ESCALA: 1:50/1:25	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024	DISEÑO: P.Q.C.
				DIBUJANTE: P.Q.C.



VA-106 (0.25x0.60) (Azotea)

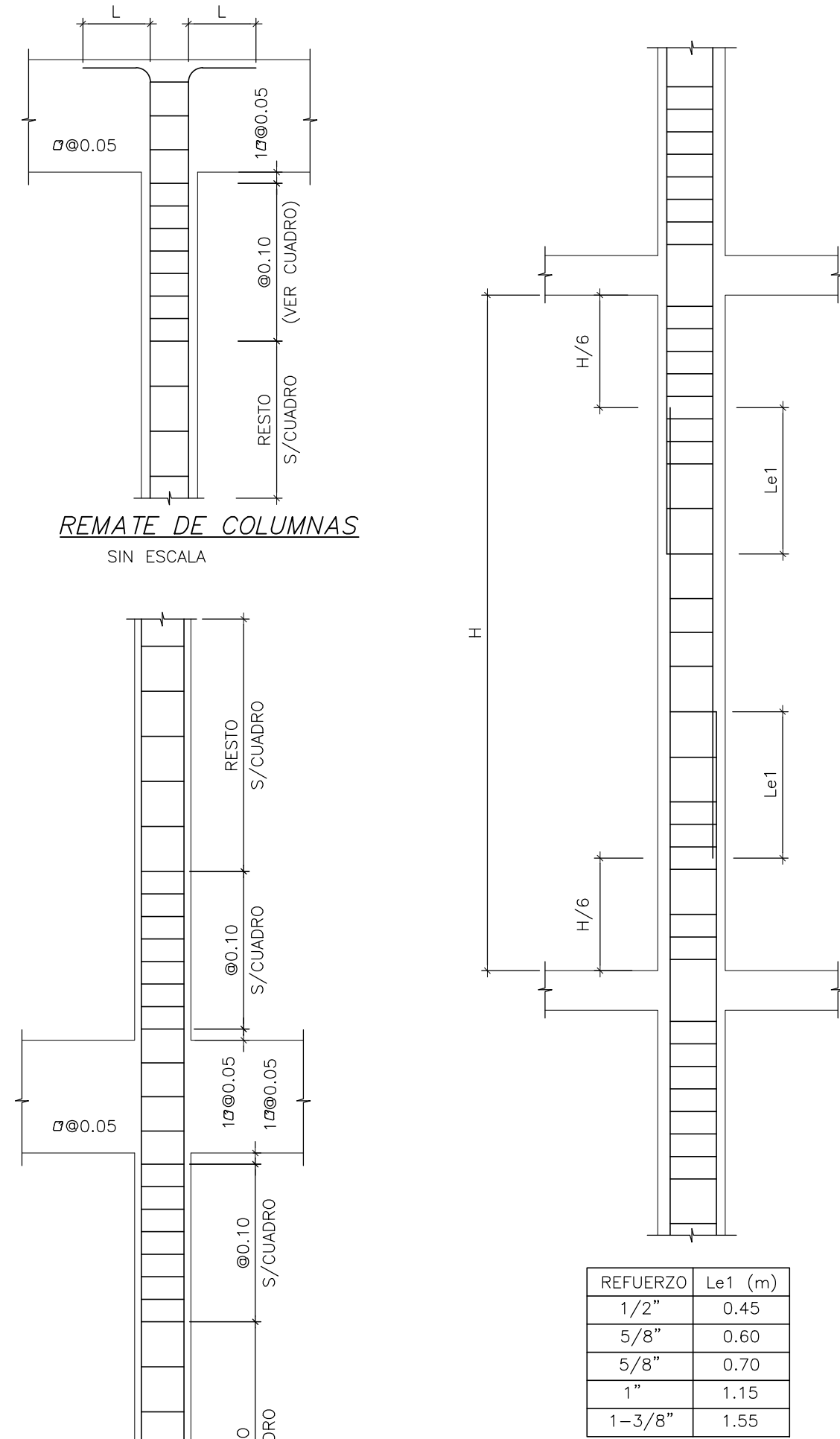


VA-107 (0.25x0.60) (Azotea)

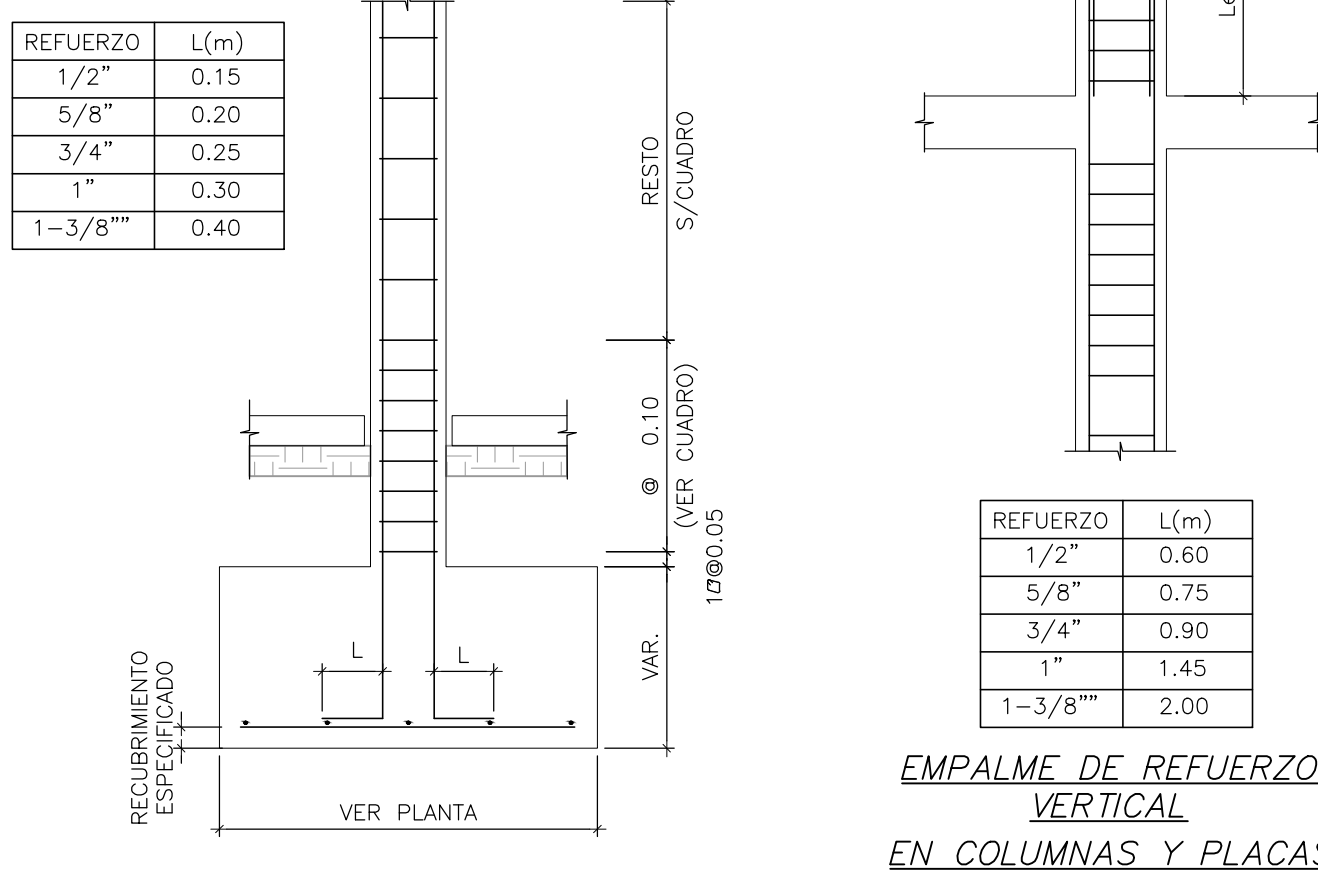


		PROYECTO DE TESIS		LAMINA:
DEPARTAMENTO: LIMA		PROYECTO: DISEÑO SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS Y 1 SOTANO		E-13
PROVINCIA: LIMA		PLAN: DESARROLLO DE VIGAS (VII)		
DISTRITO: SAN ISIDRO		ESCALA: 1:50/1:25	PROYECTISTA: Pedro Jesus Quispe Cartolin	FECHA: Enero - 2024
				DISEÑO: P.Q.C. DIBUJANTE: P.Q.C.

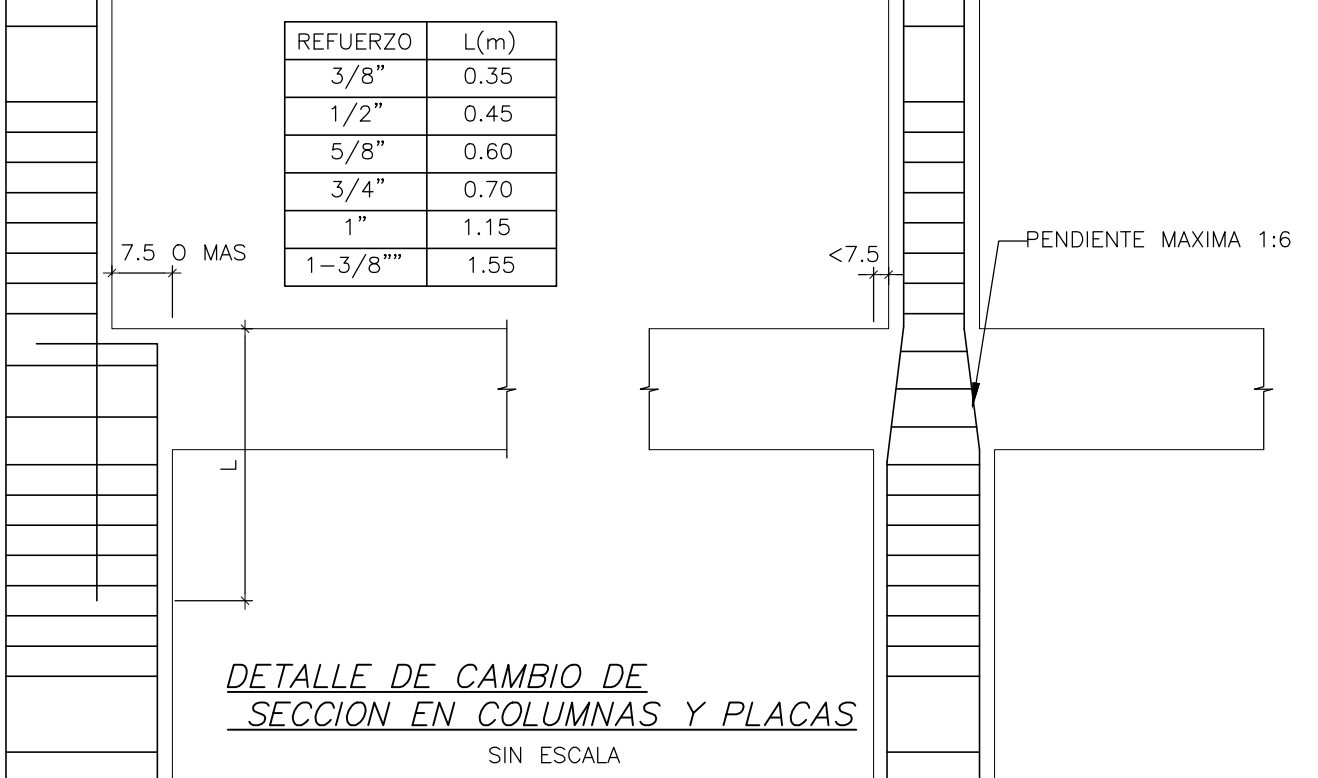
DETALLE TIPICOS DE COLUMNAS Y PLACAS



CONCENTRACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS SIN ESCALA

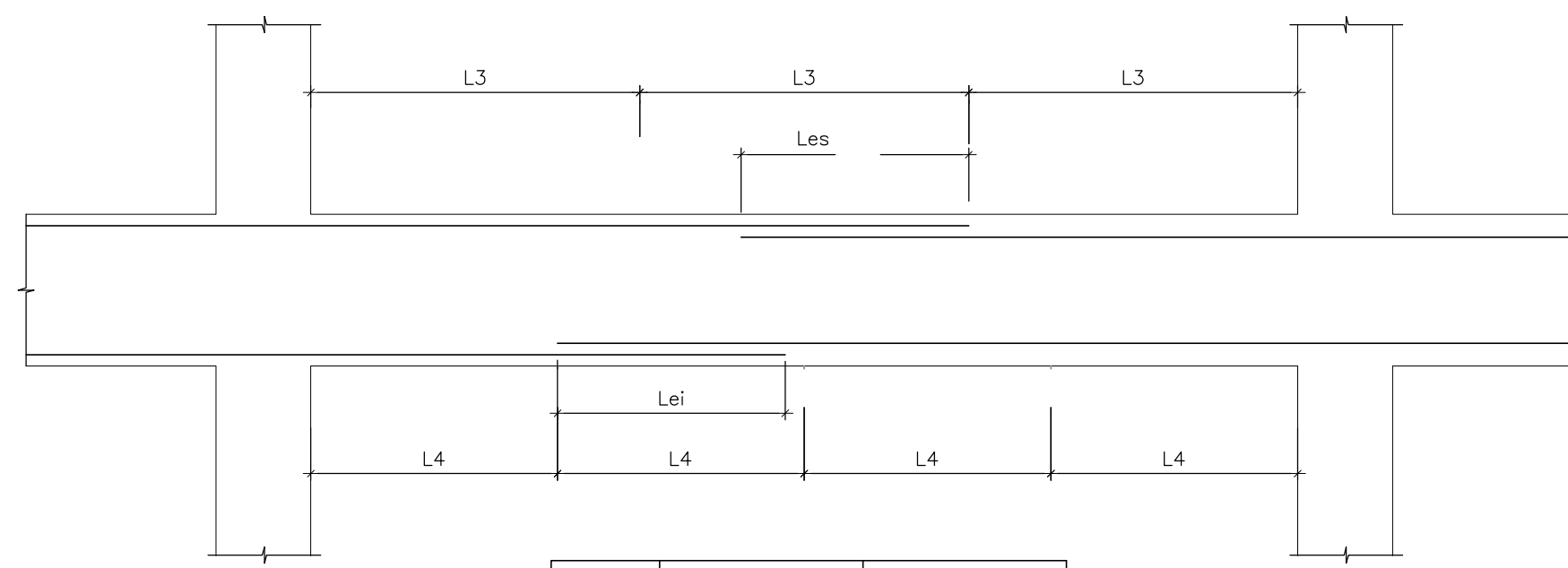


DETALLE DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS EN ZAPATA SIN ESCALA



DETALLE DE CAMBIO DE SECCION EN COLUMNAS Y PLACAS SIN ESCALA

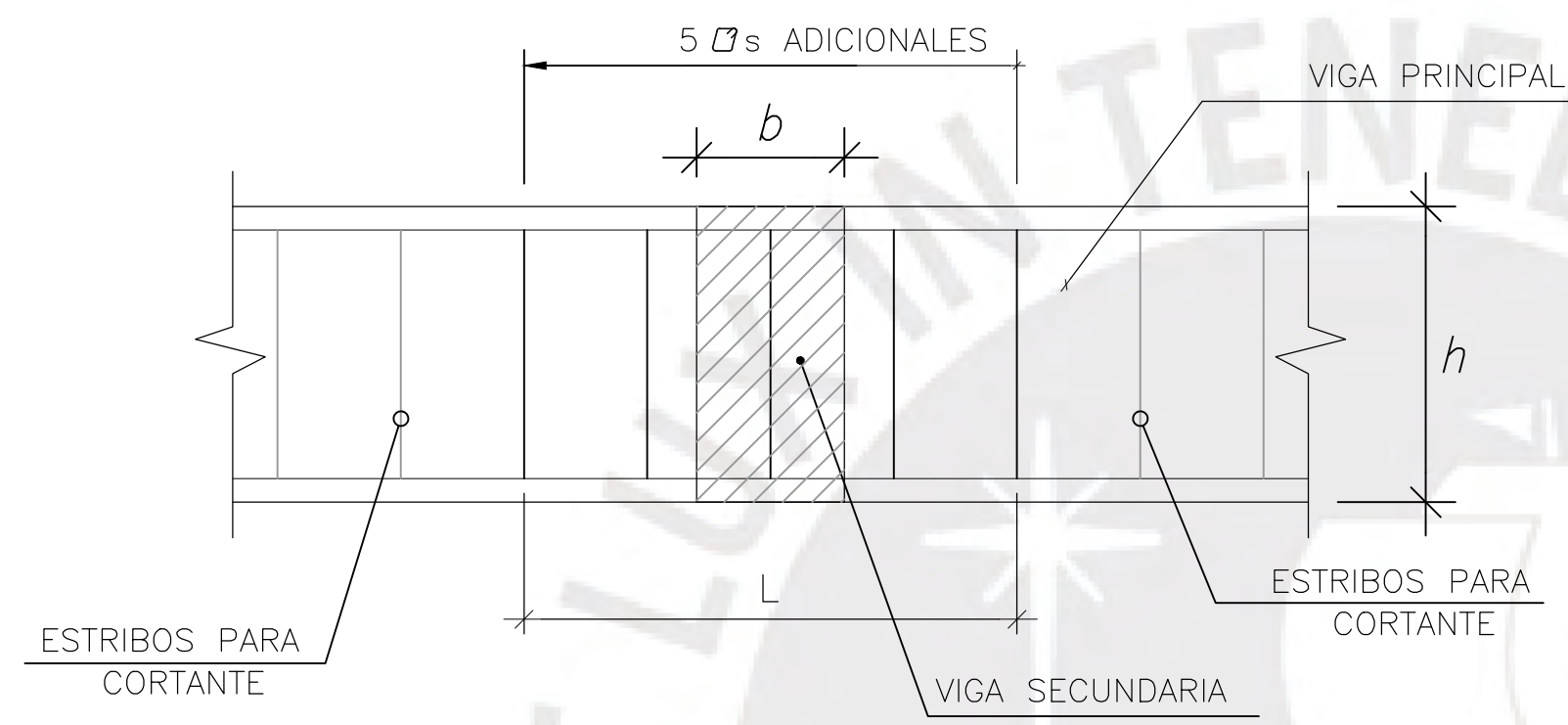
DETALLE TIPICOS DE VIGAS



	Ls (m)	Li (m)
REFUERZO SUPERIOR		REFUERZO INFERIOR
3/8"	0.45	0.35
1/2"	0.60	0.45
5/8"	0.75	0.60
3/4"	0.90	0.70
1"	1.45	1.15
1-3/8"	2.00	1.55

NOTA - NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION

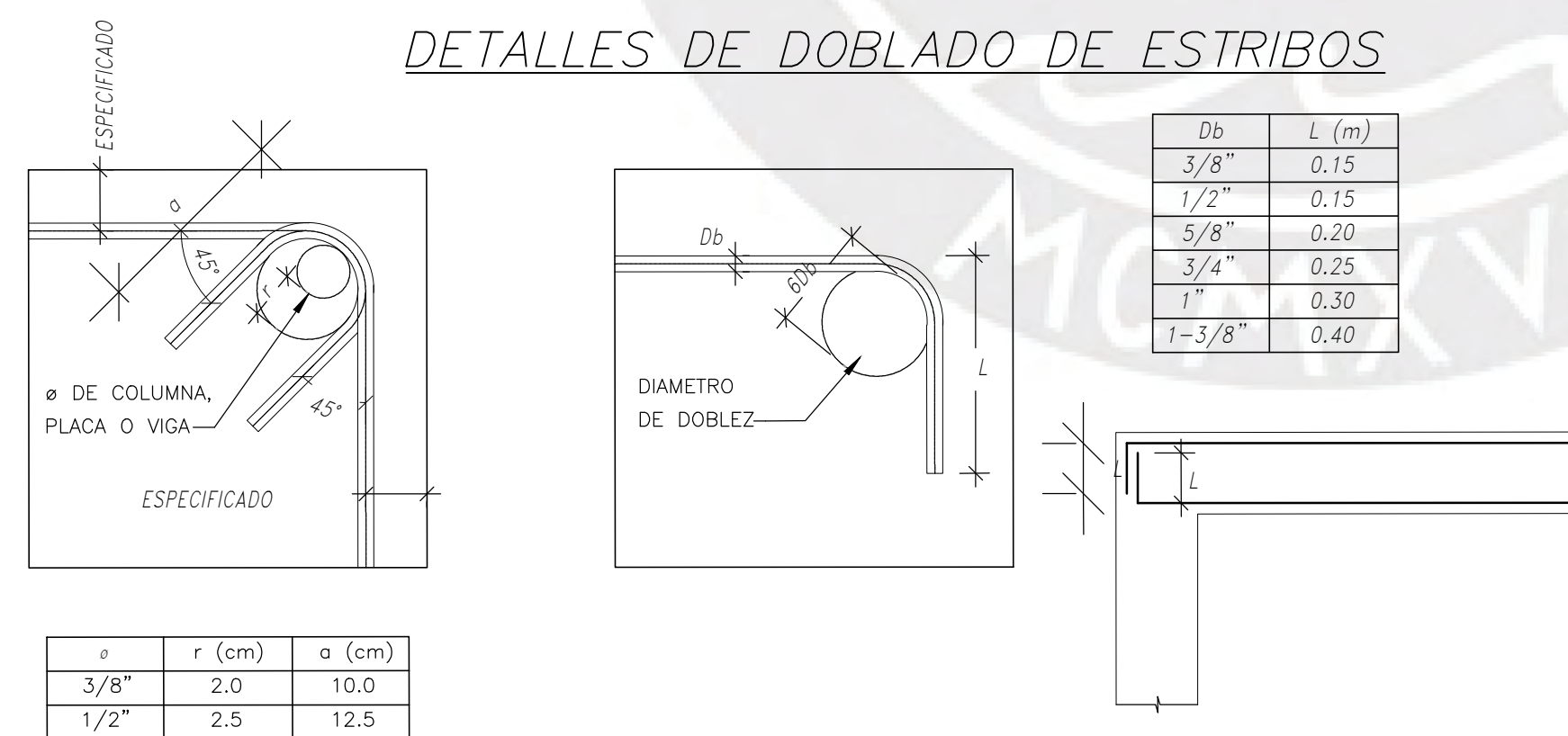
EMPALME DE ARMADURAS EN VIGAS SIN ESCALA



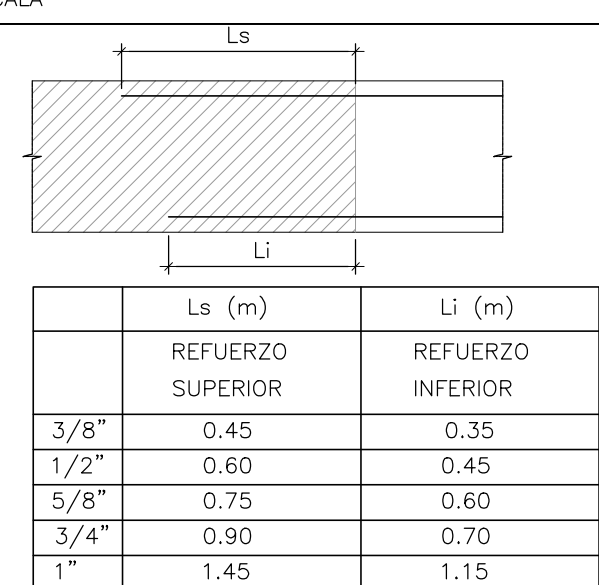
ESTRIBOS ADICIONALES EN VIGAS QUE RECIBEN OTRAS VIGAS

DETALLE	h	b	L	NÚMERO DE ϕ s ADICIONALES	FIGURA
DETALLE 1	0.60	0.25	0.60	5 ϕ 3/8"	FIG-1

DETALLES DE DOBLADO DE ESTRIBOS

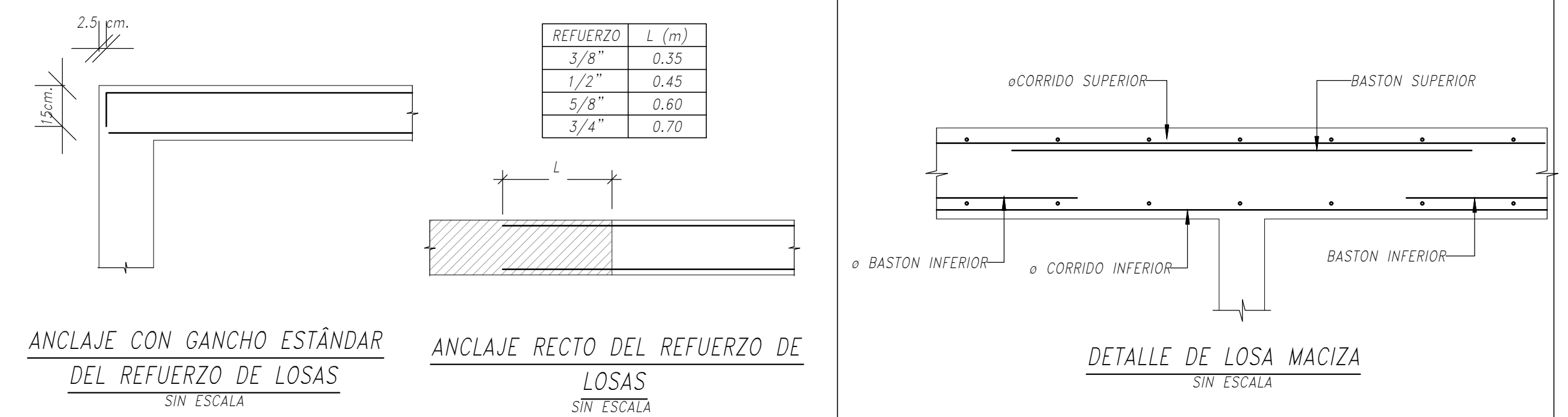


DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS SIN ESCALA



ANCLAJE HORIZONTAL DE CORTES DE TECHO SIN ESCALA

DETALLES DE LOSAS



ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR DEL REFUERZO DE LOSAS SIN ESCALA

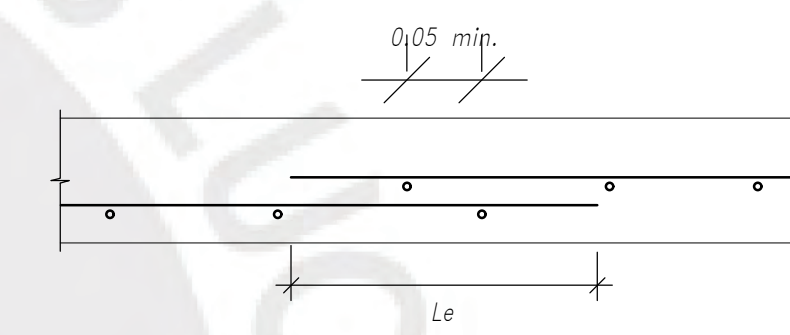
ANCLAJE RECTO DEL REFUERZO DE LOSAS SIN ESCALA

DETALLE DE LOSA MACIZA SIN ESCALA

MAX DIMENSION	REFUERZO
0.30 @ 0.45	1 ϕ 3/8" SUP. E INF. C/LADO
0.45 @ 0.75	2 ϕ 3/8" SUP. E INF. C/LADO
0.75 o MAS	3 ϕ 3/8" SUP. E INF. C/LADO

NOTAS:
1. TODOS LOS DUCTOS MAYORES DE 0.30m. SE REFORZARÁN CON EL PRESENTE DETALLE
2. ESTAS BARRAS SON ADICIONALES A LAS PRESENTADAS EN PLANTA.

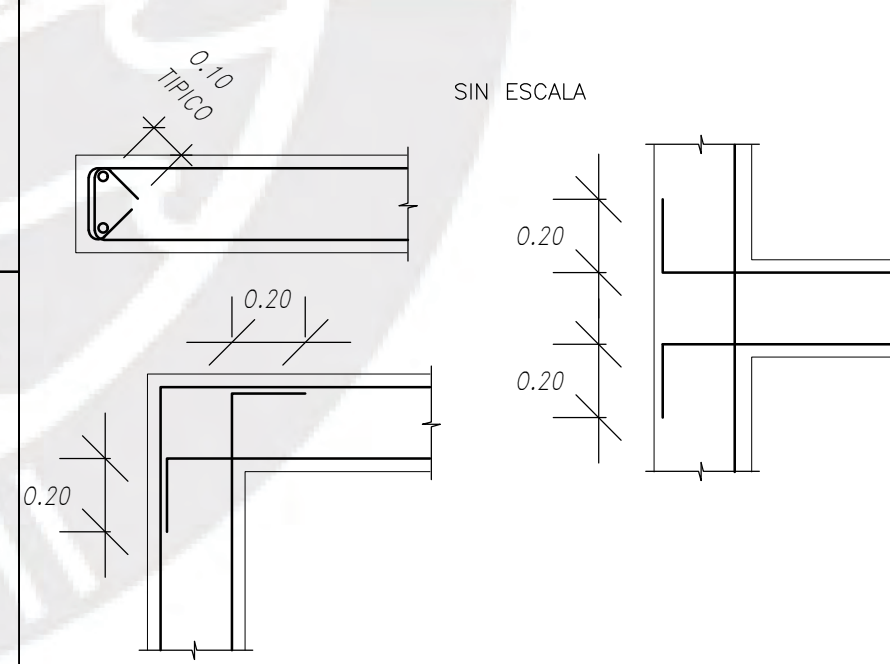
REFUERZO ADICIONAL EN VOLADOS Y DUCTOS SIN ESCALA



VALORES MINIMOS DE Le		
$\phi=6mm-1/4"$	$\phi=8mm-3/8"$	$\phi=12mm-1/2"$
30cm.	35cm.	45cm.

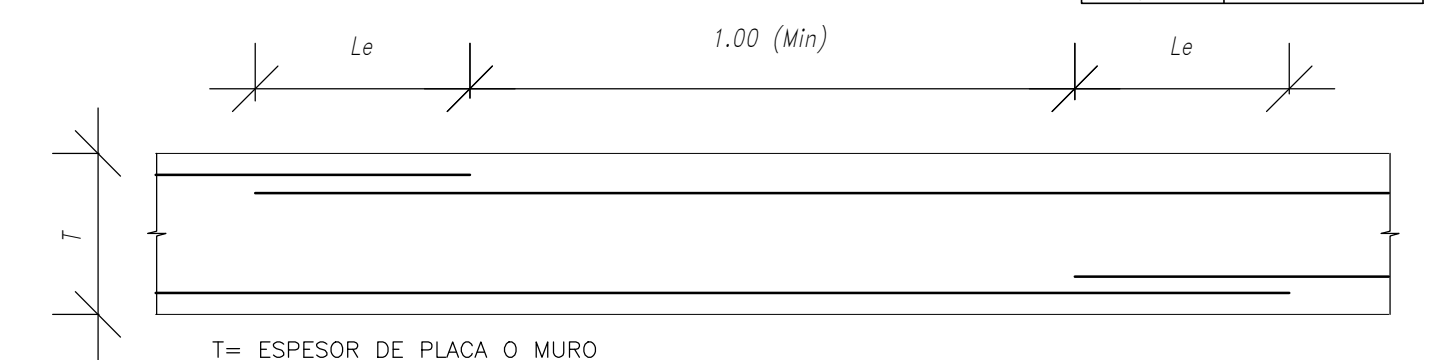
EMPALME DE REFUERZO CORRIDO EN LAS LOSAS SIN ESCALA

DETALLE DE PLACAS Y MUROS DE SOTANOS SIN ESCALA



ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS DE SÓTANO

ϕ	Le(m)
3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70



EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS DE SÓTANOS SIN ESCALA

