

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE
UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS Y UN
SÓTANO UBICADO EN SANTIAGO DE SURCO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Joshep Geri Zanabria

ASESOR:

Alvaro Cesar Rubiños Montenegro

Lima, junio, 2025

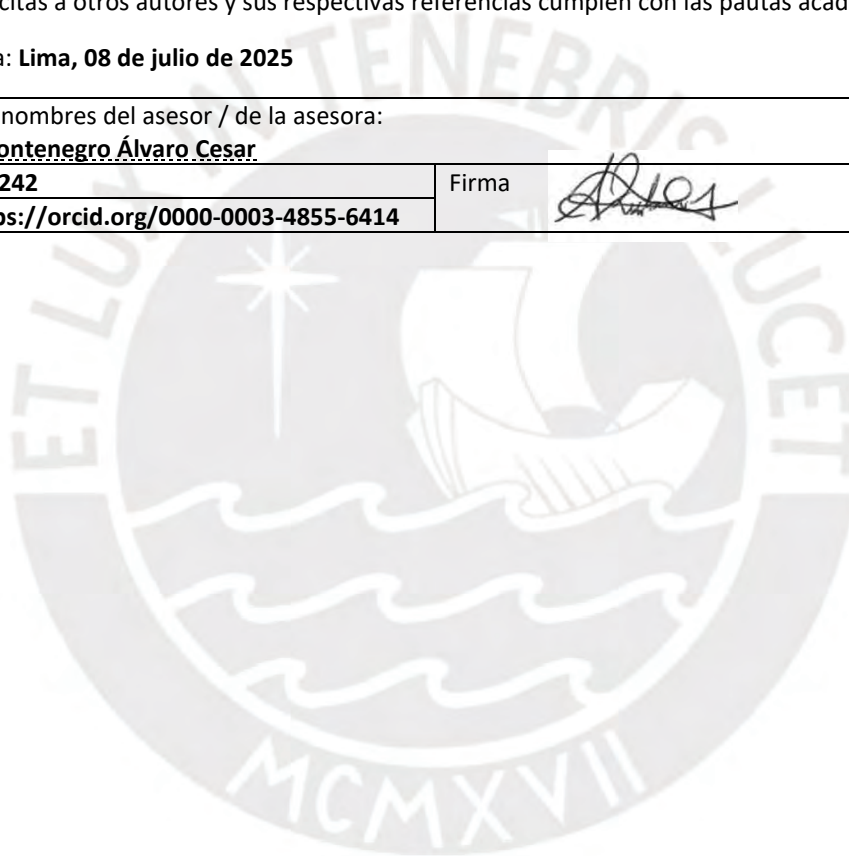
Informe de Similitud

Yo, **Álvaro Cesar Rubiños Montenegro**, 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 **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS Y UN SÓTANO UBICADO EN SANTIAGO DE SURCO** del autor **Joseph Geri Zanabria**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 11%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el **08/07/2025**.
- 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, 08 de julio de 2025**

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: Rubiños Montenegro Álvaro Cesar	
DNI: 42786242	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0003-4855-6414	



DEDICATORIA

Dedico con todo mi corazón mi tesis a mi mamá, por ser mi fuente inagotable de amor, fortaleza y sabiduría. Gracias por cada sacrificio silencioso, por cada palabra de aliento, y por enseñarme a luchar por mis sueños con humildad y perseverancia. Este logro es tanto mío como tuyo. Te amo profundamente.



RESUMEN

El territorio peruano se localiza en el denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, una región tectónicamente activa que presenta una alta incidencia de eventos sísmicos. En respuesta a esta realidad, el Reglamento Nacional de Edificaciones, a través de la Norma Técnica E.030 (RNE, 2018), define tres directrices fundamentales en el diseño de estructuras sismorresistentes: preservar la vida humana, mantener en funcionamiento los servicios esenciales y limitar los daños materiales. En este contexto, la presente tesis tiene como objetivo desarrollar el análisis y diseño estructural en concreto armado de una edificación multifamiliar de seis pisos y un sótano, cumpliendo con los requisitos establecidos por la Norma E.060 (RNE, 2009). Para cumplir con ello, se va realizar la estructuración y predimensionamiento de la estructura empleando criterios de simplicidad y simetría, considerando la disposición del edificio y las exigencias del diseño arquitectónico. Posteriormente, se lleva a cabo un modelo estructural de la edificación en el Software ETABS para analizar el comportamiento de la estructura frente a cargas de gravedad y de sismo. Después, se diseña en concreto armado todos los elementos estructurales y no estructurales de la edificación (losas, vigas, columnas, placas, cimentaciones y elementos adicionales). Como parte de la memoria de cálculo, se presenta el desarrollo del diseño de los elementos estructurales más representativos de cada tipología, detallando los procedimientos, normativas aplicadas y criterios de diseño. Finalmente, se presentan los planos estructurales del proyecto diseñado que garantizan un adecuado desempeño estructural frente a cargas gravitacionales y sollicitaciones sísmicas, conforme a los criterios técnicos establecidos por la normativa vigente en el ámbito de la Ingeniería Civil.

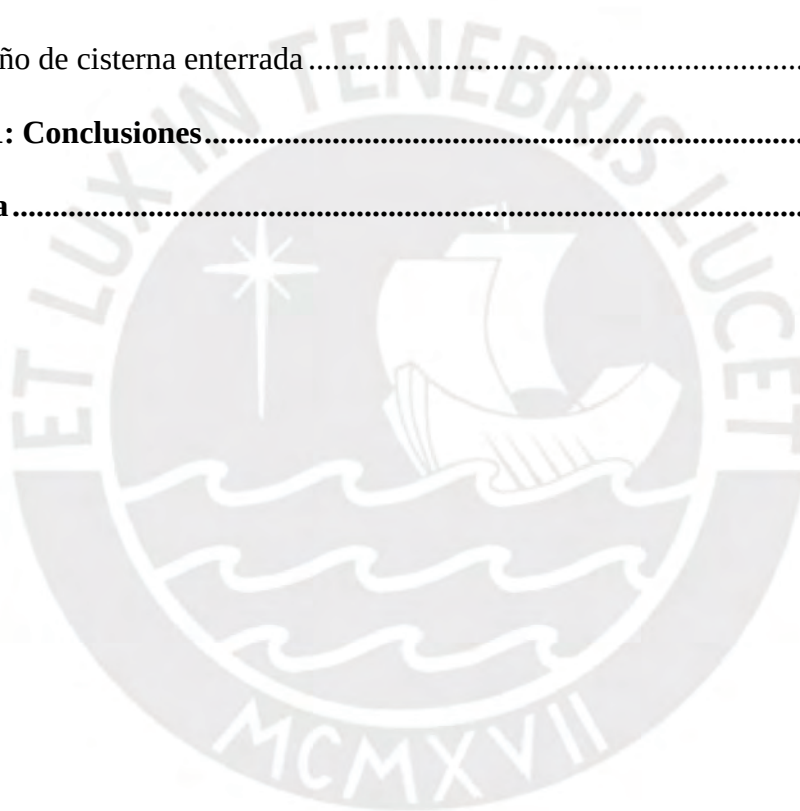
Índice

1. Capítulo 1: Aspectos Generales	1
1.1 Descripción del proyecto arquitectónico.....	1
1.2 Objetivos del proyecto	2
1.2.1 Objetivo principal	2
1.2.2 Objetivos específicos	2
1.3 Metodología de diseño	3
1.4 Característica de los materiales	6
2. Capítulo 2: Estructuración y predimensionamiento	8
2.1 Estructuración.....	8
2.1.1 Consideraciones generales	8
2.1.2 Estructuración del edificio	10
2.2 Predimensionamiento	13
2.2.1 Predimensionamiento de losas aligeradas.....	14
2.2.2 Predimensionamiento de losas macizas	15
2.2.3 Predimensionamiento de vigas	15
2.2.4 Predimensionamiento de columnas.....	18
2.2.5 Predimensionamiento de placas.....	20
3. Capítulo 3: Metrado de cargas por gravedad	22
3.1 Consideraciones generales	22
3.2 Metrado de cargas en losas aligeradas	23
3.3 Metrado de losas macizas.....	25
3.4 Metrado de vigas	26
3.5 Metrado de columnas	30

4. Capítulo 4: Análisis sísmico	33
4.1 Consideraciones generales	33
4.2 Parámetros sísmicos	34
4.3 Modelo para el análisis estructural	41
4.4 Análisis modal	43
4.5 Análisis estático	44
4.6 Análisis dinámico	47
4.7 Verificación de consideraciones iniciales	51
4.8 Amplificación de fuerzas sísmicas	54
4.9 Junta de separación sísmica	55
5. Capítulo 5: Diseño de Losas	56
5.1 Losas aligeradas	56
5.1.1 Diseño por flexión	56
5.1.2 Diseño por cortante	59
5.1.3 Corte del acero	59
5.1.4 Control de deflexiones	60
5.1.5 Ejemplo de diseño de losa aligerada	60
5.2 Losas Macizas	65
5.2.1 Diseño por flexión	65
5.2.2 Diseño por cortante	66
5.2.3 Ejemplo de diseño de losa maciza	66
6. Capítulo 6: Diseño de Vigas	72
6.1 Diseño por flexión	73

6.2 Corte del refuerzo por flexión	75
6.3 Diseño por cortante	75
6.4 Diseño por capacidad	77
6.5 Control de deflexiones	78
6.6 Control de fisuración.....	78
6.7 Empalmes por traslape de refuerzo	79
6.8 Ejemplo de diseño de vigas peraltadas.....	81
7. Capítulo 7: Diseño de columnas	101
7.1 Diseño por flexocompresión	101
7.2 Diseño por cortante	102
7.3 Diseño por capacidad	104
7.4 Empalmes por traslape de refuerzo	105
7.5 Ejemplo de diseño	107
8. Capítulo 8: Diseño de Placas.....	114
8.1 Elementos de borde	114
8.2 Diseño por flexocompresión	115
8.3 Diseño por cortante	115
8.4 Diseño por capacidad	116
8.5 Empalmes por traslape de refuerzo	117
8.6 Ejemplo de diseño	117
9. Capítulo 9: Diseño de cimentaciones.....	124
9.1 Diseño de zapata aislada	124
9.2 Dimensionamiento	125

9.3 Verificación del corte por punzonamiento	127
9.4 Verificación por cortante.....	128
9.5 Diseño por flexión.....	129
9.6 Ejemplo de diseño de zapata aislada.....	130
10. Capítulo 10: Diseño de elementos adicionales.....	137
10.1 Diseño de escaleras	137
10.2 Diseño de muros de sótano	140
10.3 Diseño de cisterna enterrada.....	145
11. Capítulo 11: Conclusiones.....	148
12. Bibliografía.....	151



Índice de figuras

Figura 1.1 Planta de arquitectura del piso típico.....	2
Figura 2.1 Planta típica de arquitectura	11
Figura 3.1 Planta de arquitectura sobre de losa aligerada a metrar	24
Figura 3.2 Planta de arquitectura de losa maciza.....	25
Figura 3.3 Ancho tributario de la VT-02	27
Figura 3.4 Modelo de viga peraltada VT-02 con carga muerta	30
Figura 3.5 Modelo de viga peraltada VT-02 con carga viva	30
Figura 3.6 Ubicación en planta y área tributaria de la C-01	31
Figura 4.1 Mapa de zonas sísmicas de la Norma E.30 (RNE 2018).....	35
Figura 4.2 Vista en 3D del modelo estructural	42
Figura 4.3 Planta típica del modelo estructural en ETABS	43
Figura 4.4 Espectro de pseudo-aceleraciones en ambas direcciones.....	48
Figura 5.1 Aligerado convencional empleado en nuestro medio.....	56
Figura 5.2 Vigüeta típica entre los ejes 1-1 y 2-2	61
Figura 5.3 Diagrama de momentos flectores de la vigüeta de diseño	62
Figura 5.4 Diagrama de fuerzas cortantes de la vigüeta de diseño	63
Figura 5.5 Esquema de distribución de acero de vigüeta entre ejes 1-1/2-2.....	64
Figura 5.6 Diagrama de momento flector de la losa alrededor de X-X.....	67
Figura 5.7 Diagrama de momento flector de la losa alrededor de Y-Y	68
Figura 5.8 Diagrama de fuerza cortante en la dirección del eje Y-Y	70
Figura 5.9 Diagrama de fuerza cortante en la dirección del eje X-X	70
Figura 5.10 Presentación de diseño final de losa maciza en zona de escalera y ascensor	71

Figura 6.1 Empalmes traslapados. Adaptado de Blanco (1994)	80
Figura 6.2 Viga de diseño seleccionada VT-01 en eje 1-1	81
Figura 6.3 Diagrama de envolvente por flexión (ton.m)	82
Figura 6.4 Cortes teóricos según ϕMn en Tramo 1	89
Figura 6.5 Cortes teóricos según ϕMn en Tramo 1	90
Figura 6.6 Longitudes prácticas para el corte de acero.....	90
Figura 6.7 Refuerzo final por flexión en el tramo 1 de la VT-01	91
Figura 6.8 Refuerzo final por flexión en el tramo 2 de la VT-01	92
Figura 6.9 Diagrama de fuerza cortante de la VT-01	92
Figura 6.10 Diagrama de momento flector en servicio de la VT-01 (25X60).....	99
Figura 7.1 Fuerza cortante de diseño por capacidad en columnas.....	104
Figura 7.2 Empalmes traslapados	106
Figura 7.3 Refuerzo de la columna C-01 a verificar.....	109
Figura 7.4 Diagrama de interacción alrededor de X-X para el sismo en Y-Y	109
Figura 7.5 Diagrama de interacción alrededor de Y-Y para el sismo en X-X.....	110
Figura 7.6 Diseño final de la columna C-01	113
Figura 8.1 Refuerzo preliminar de la PL-04	118
Figura 8.2 Diagrama de interacción alrededor de Y-Y con sismo en X-X.....	120
Figura 8.3 Diagrama de interacción alrededor de X-X con sismo en Y-Y	121
Figura 8.4 Diseño final de la placa PL-04	123
Figura 9.1 Nomenclatura de medidas de la zapata aislada	124
Figura 9.2 Distribución de esfuerzos propuesta por Meyerhof (Bowles, 1995).....	126
Figura 9.3 Sección crítica para el diseño por punzonamiento	127

Figura 9.4 Sección crítica para la verificación por corte	129
Figura 9.5 Sección crítica por flexión.....	130
Figura 9.6 Diseño final de la zapata de la columna C-03	136
Figura 10.1 Diseño final de escalera.....	140
Figura 10.2 Diagrama de momento flector y fuerza cortante en muro de sótano.....	142
Figura 10.3 Diseño final de muro de sótano	144
Figura 10.4 Diseño final de muro de sótano	145
Figura 10.5 Diseño final de cisterna	147



Índice de tablas

Tabla 1.1 Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones empleadas.....	3
Tabla 1.2 Factores de reducción de resistencias nominales Norma E.060(RNE,2009).....	5
Tabla 2.1 Espesores recomendados en relación a las luces máximas (Blanco, 1994).....	14
Tabla 3.1 Peso propio de los materiales en ton/m ³	22
Tabla 3.2 Peso propio de losa aligerada en una dirección en ton/m ²	23
Tabla 3.3 Cargas vivas distribuidas de acuerdo al uso ton/m ²	23
Tabla 4.1 Clasificación del factor S según el suelo y la zona.....	36
Tabla 4.2 Clasificación de TP y TL según el perfil del suelo.....	36
Tabla 4.3 Coeficiente de reducción básicos para estructuras de concreto armado	37
Tabla 4.4 Periodos de los modos de vibración de la estructura en las direcciones X y Y.....	44
Tabla 4.5 Peso sísmico de los diafragmas rígidos de la estructura	45
Tabla 4.6 Fuerzas cortantes de entrepiso del análisis estático en la dirección X-X	46
Tabla 4.7 Fuerzas cortantes de entrepiso del análisis estático en la dirección Y-Y	46
Tabla 4.8 Derivas máximas y promedio en la dirección X-X con excentricidad negativa.....	49
Tabla 4.9 Derivas máximas y promedio en la dirección X-X con excentricidad positiva.....	49
Tabla 4.10 Derivas máximas y promedio en la dirección Y-Y con excentricidad negativa.....	50
Tabla 4.11 Derivas máximas y promedio en la dirección Y-Y con excentricidad positiva.....	50
Tabla 4.12 Porcentajes de cortante basal dinámica resistida por las placas	51
Tabla 4.13 Verificación de irregularidad por piso blando en X-X con excentricidad negativa ..	52
Tabla 4.14 Verificación de irregularidad por piso blando en X-X con excentricidad positiva ...	52
Tabla 4.15 Verificación de irregularidad por piso blando en Y-Y con excentricidad negativa ..	52
Tabla 4.16 Verificación de irregularidad por piso blando en Y-Y con excentricidad positiva ...	53

Tabla 4.17 Fuerzas cortantes del caso estático, dinámico y factor de escalamiento.....	54
Tabla 5.1 Peralte o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección.....	60
Tabla 5.2 Cálculo del acero de refuerzo por flexión de la vigueta de diseño	62
Tabla 5.3 Fuerzas cortantes a d de la cara de apoyo	63
Tabla 5.4 Cálculo del refuerzo por flexión de la losa maciza.....	69
Tabla 6.1 Empalmes por traslape en tracción según la Norma E.060 (RNE, 2009).....	79
Tabla 6.2 Longitudes de empalme por traslape (Le). Adaptado de Blanco (1994)	81
Tabla 6.3 Cálculo del refuerzo por flexión requerido para la VT-01 (25X60) del piso típico	83
Tabla 6.4 Refuerzo instalado y momento resistente de la VT-01(25X60)	87
Tabla 6.5 Condiciones de borde para emplear las longitudes de corte prácticas.....	91
Tabla 7.1 Longitud de empalmes en función de f'_c	106
Tabla 7.2 Momentos y cortantes actuantes en la base del primer nivel de la C-01	107
Tabla 7.3 Momentos y cortantes actuantes en el fondo de viga del primer nivel de la C-01	107
Tabla 7.4 Combinaciones de carga en base del primer nivel de la C-01	108
Tabla 7.5 Combinaciones de carga en el fondo de viga del primer nivel de la C-01	108
Tabla 7.6 Capacidades en los extremos de la columna.....	111
Tabla 7.7 Fuerza cortante con sismo sin amplificar y con el sismo amplificado por 2.5	111
Tabla 8.1 Cargas obtenidas en la base de la placa PL-04 en el piso 1	117
Tabla 8.2 Combinaciones de carga para la placa PL-04.....	119
Tabla 9.1 Cargas en la base de la columna C-03	131
Tabla 9.2 Acero requerido por flexión por la zapata de la columna C-03	135

Capítulo 1: Aspectos Generales

1.1 Descripción del proyecto arquitectónico

El presente trabajo de tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio de 6 pisos y un sótano destinado para el uso de vivienda multifamiliar, ubicado en el distrito de Santiago de Surco, provincia de Lima. La edificación será construida sobre un área de 412 m² (14.0 m y 29.48 m de frente y fondo, respectivamente) y, de acuerdo a la arquitectura, el edificio estará conformado por 23 departamentos, zona de estacionamientos, sala de usos múltiples, cuartos de bombas, cisterna y azotea.

En cuanto a los estacionamientos, estos se ubican en la cochera exterior y en el nivel de sótano. El acceso vehicular al sótano se realiza mediante un elevador de automóviles ubicado en la zona frontal de la edificación. En el primer nivel se encuentran una sala de usos múltiples y tres departamentos. Los 5 niveles superiores, del tipo típico, albergan 4 departamentos por nivel, su acceso es mediante un ascensor y una escalera ubicada en la zona central de la edificación. El abastecimiento de agua potable se efectuará a través de un sistema hidroneumático conectado a una cisterna subterránea.

El sistema estructural de la edificación estará compuesto por pórticos y muros de corte de concreto armado. En cuanto a los techos, estos en su mayoría se tratarán de losas aligeradas en una dirección, y losas macizas en zonas con mayor demanda de carga. Estas losas, en conjunto de las vigas, conformarán el diafragma rígido de cada nivel del edificio.

De acuerdo a la ubicación del proyecto, se asume para este trabajo que las cimentaciones estarán apoyadas sobre un suelo con capacidad portante de 4.00 kg/cm^2 . Los cimientos estarán constituidos por vigas de cimentación, zapatas aisladas, combinadas y/o conectadas.

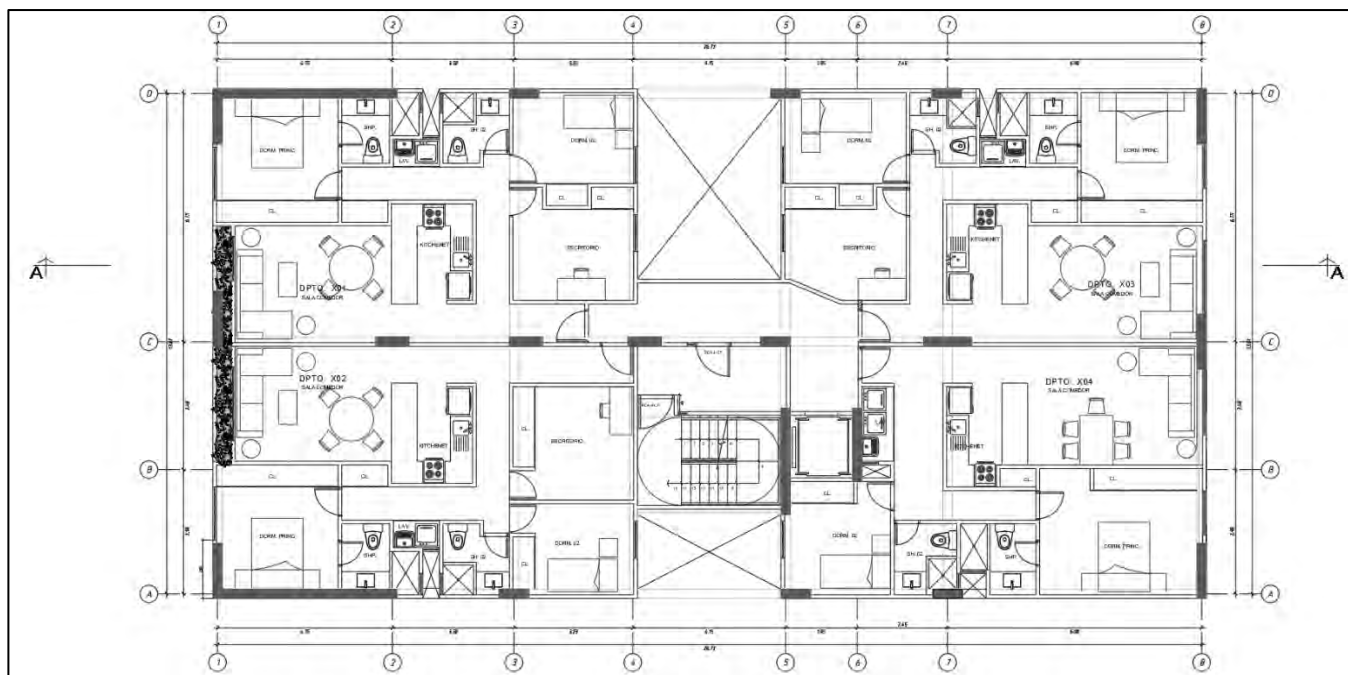


Figura 1.1 Planta de arquitectura del piso típico

1.2 Objetivos del proyecto

1.2.1 Objetivo principal

La presente tesis tiene como objetivo principal el análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de 6 pisos y un sótano, de tal modo que se cumplan con los requisitos y lineamientos establecidos en el vigente Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar la estructuración y predimensionamiento de la estructura empleando criterios de simplicidad y simetría, considerando la disposición del edificio y cumpliendo con las exigencias planteadas por el diseño arquitectónico.

- Realizar un modelo estructural de la edificación en el Software ETABS, en base a esta se analizará el comportamiento de la estructura frente a cargas de gravedad y de sismo.
- Diseñar en concreto armado todos los elementos estructurales y no estructurales de la edificación (losas, vigas, columnas, placas, cimentaciones y elementos adicionales) y desarrollar la memoria de cálculo correspondiente a los elementos estructurales más representativos de cada tipología, detallando los procedimientos, normativas aplicadas y criterios de diseño.
- Elaborar los planos estructurales del proyecto diseñado.

1.3 Metodología de diseño

De manera preliminar, se ha establecido que el diseño estructural de la edificación será desarrollado conforme a los lineamientos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Este cuerpo normativo está compuesto por diversas normas técnicas específicas, las cuales orientarán el desarrollo de las distintas fases del proceso de diseño estructural. A continuación, se enumeran y describen las normas que serán aplicadas en el presente estudio.

Tabla 1.1

Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones empleadas

Norma	Título	Versión
E.020	Cargas	2006
E.030	Diseño Sismorresistente	2018
E.060	Cocreto Armado	2009

En primer lugar, se llevará a cabo una estructuración conveniente del edificio, en concordancia con los requerimientos establecidos por el diseño arquitectónico, estos serán explicados con mayor detalle en el capítulo 2. Seguidamente, se pre dimensionarán los elementos tales como: losas, vigas, columnas, placas y cimentaciones, tomando como base los criterios y recomendaciones prácticas expuestas por el Ingeniero Antonio Blanco Blasco en su libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” (1994). En segundo lugar, se realizará el metrado de las cargas actuantes sobre los elementos estructurales de acuerdo a la Norma E.020 (RNE, 2006), en paralelo se modelará la estructura en el software ETABS con la finalidad de facilitar el análisis estático y dinámico de la estructura, en esta última se seguirán los lineamientos de la Norma E.030 (RNE, 2018). En tercer lugar, con los resultados obtenidos en el análisis, se verificará la validez del pre dimensionamiento de los elementos estructurales del proyecto empleando la Norma E.060 (RNE, 2009).

Para el diseño de los elementos estructurales, La Norma E.060 (RNE, 2009), en su sección 9.2, establece el procedimiento para determinar las resistencias requeridas (R_u), las cuales se obtienen a partir del análisis estructural aplicando las combinaciones de carga indicadas en la normativa. A continuación, se presentan las combinaciones de carga:

$$U_1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U_2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U_3 = 0.9CM \pm CS$$

$$U_4 = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

$$U_5 = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$$

Donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga Viva

CS = Carga de sismo

CE = Carga de empuje del suelo

CL = Carga de presión de líquidos

Las amplificaciones y combinaciones entre los distintos tipos de carga, permiten obtener resultados que brindan un adecuado nivel de seguridad estructural frente a la incertidumbre asociada a los movimientos sísmicos, las variaciones en el comportamiento de los materiales de construcción, entre otros factores. Asimismo, la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 9.3.1, establece el procedimiento para el cálculo de las resistencias de diseño (ϕRn), definida como el producto de las resistencias nominales de las secciones de concreto armado (Rn) y su correspondiente factor de reducción (ϕ), cuyo valor se detalla en la Tabla 1.2. Finalmente, en el artículo 9.1.1, la misma normativa introduce el concepto de diseño por resistencia, el cual establece que todos los elementos estructurales deben ser diseñados de tal forma que, en cada una de sus secciones, la resistencia de diseño (ϕRn) sea mayor o igual a las resistencias requerida (Ru).

Tabla 1.2

Factores de reducción de resistencias nominales Norma E.060(RNE,2009)

Requisito de diseño	Factor de reducción (ϕ)
Flexión sin axial	0.9
Tracción	0.9
Compresión - refuerzo en espiral	0.7
Compresión - otros elementos	0.7

Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento	0.7

1.4 Característica de los materiales

Concreto

Se utilizará el concreto convencional para todos los elementos estructurales de la edificación, sus propiedades mecánicas son:

- Resistencia a la compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 217\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico: $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Concreto simple (ciclópeo)

Se empleará concreto simple in situ de baja resistencia para cimientos corridos y falsas zapatas, con las siguientes propiedades:

- Resistencia a la compresión: $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
- Contenido de 30% de piedra de tamaño no mayor a 15 pulgadas

Acero corrugado

Las armaduras, tal como lo indica la Norma E.060 (RNE,2009), estarán conformados por barras de acero corrugadas de grado 60, sus propiedades mecánicas son:

Albañilería

Los tabiques y parapetos estarán conformados por unidades de albañilerías huecas de arcilla, sus propiedades mecánicas son:

- Resistencia a la compresión: $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 217\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de corte: $G_m = 13\,000 \text{ kg/cm}^2$



Capítulo 2: Estructuración y predimensionamiento

2.1 Estructuración

2.1.1 Consideraciones generales

La etapa de estructuración consiste en distribuir de manera simple y sencilla los elementos estructurales de la edificación, los cuales en conjunto deben brindar rigidez y resistencia a la estructura para cumplir las solicitaciones de cargas internas como externas. Con este proceso se busca que la estructura no presente alta complejidad en cuanto a su forma y, que el análisis sísmico de la edificación idealizada represente lo más cerca posible el comportamiento real que tendría la estructura construida. Por ello, para lograr una correcta estructura sismorresistente se deben considerar los siguientes requisitos desarrollados por el Ing. Blanco en su libro “Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (1994).

Simplicidad y simetría

En primer lugar, se requiere que la estructura presente una configuración simple y claramente definida, ya que esto facilita su idealización y minimiza la cantidad de simplificaciones necesarias durante el análisis estructural. Esta condición contribuye a una mayor precisión en la predicción del comportamiento sísmico y favorece un desempeño estructural más eficiente.

En segundo lugar, se debe plantear una estructura relativamente simétrica en ambas direcciones, de tal modo que la distancia relativa entre el centro de masa (ubicación de las fuerzas sísmicas) y el centro de rigidez (ubicación donde se absorben las fuerzas sísmicas) sea muy pequeña. Al emplear este criterio, los efectos torsionales son mínimos, evitando de este modo giros en el diafragma y daños estructurales. En casos donde la estructura presenta irregularidades, la norma contempla la ampliación de factores que permiten incrementar la resistencia de la estructura. Sin embargo, dichos procedimientos constituyen aproximaciones y simplificaciones

que no permiten predecir con exactitud el comportamiento de la edificación ante un evento sísmico real. Por ello, se recomienda que la estructura mantenga una configuración simple y simétrica, a fin de garantizar un mejor desempeño sísmico.

Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe mantener uniformidad y continuidad tanto en planta como en altura, o en su defecto, presentar transiciones graduales. Cambios abruptos en la rigidez estructural pueden provocar concentraciones de esfuerzos en las zonas de transición, aumentando el riesgo de falla estructural. Este principio es particularmente relevante en el diseño de muros de corte con secciones que disminuyen progresivamente en los niveles superiores. Asimismo, las discontinuidades en los elementos verticales de los sótanos, frecuentes debido al uso de estacionamientos, generan concentraciones de esfuerzos y mayores demandas sísmicas en los niveles inferiores, lo que eleva el riesgo estructural y debe evitarse.

Rigidez lateral

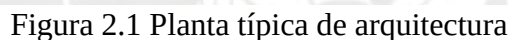
La estructura debe contar con una rigidez lateral adecuada que permita limitar los desplazamientos en sus dos direcciones principales de análisis, lo cual es fundamental para reducir el daño estructural. Las deformaciones excesivas afectan la integridad tanto de los elementos estructurales como no estructurales, generando desplazamientos en los niveles. Para mitigar estos efectos, especialmente en zonas de alta sismicidad, es común incorporar placas y columnas que interactúan para conformar una configuración rígida capaz de disipar eficientemente la energía sísmica, minimizando desplazamientos, deformaciones y daños potenciales en los elementos no estructurales.

Diafragma rígido

La hipótesis del diafragma rígido considera que cada nivel de la edificación funciona como un elemento monolítico, distribuyendo los esfuerzos entre los elementos estructurales en función de su rigidez lateral y asumiendo deformaciones uniformes en todos los puntos del nivel. Aunque esta simplificación es común en el modelado estructural, es imprescindible analizar el comportamiento del diafragma en sus zonas críticas. Esta evaluación resulta especialmente relevante en edificaciones con geometrías alargadas, donde dos áreas de gran tamaño están unidas por una losa de dimensiones reducidas en la zona central.

2.1.2 Estructuración del edificio

En el presente apartado se expondrán las restricciones impuestas por el diseño arquitectónico, así como la estructuración adoptada con el objetivo de cumplir los principios establecidos en las secciones anteriores. Para ello, se proyectará una edificación compuesta por placas y columnas dispuestas en ambas direcciones principales, cuyas ubicaciones estarán condicionadas por la disponibilidad espacial. En los párrafos siguientes se procederá al análisis de



- Se observa la presencia de dos tragaluces en la zona central, en conjunto con la escalera y el ascensor; estos elementos conforman áreas que pueden ser aprovechadas para la ubicación de placas de concreto armado, sin generar interferencias con la disposición de los estacionamientos en el nivel de sótano. Adicionalmente, se ha previsto colocar una losa maciza en la zona de la garganta y vigas de acople tanto en el eje AA/45 y DD/45, con el propósito de mejorar el desempeño del diafragma en la zona donde se presenta una reducción en planta entre los dos bloques principales de la edificación.
- La configuración arquitectónica adoptada ha sido diseñada para maximizar el área útil disponible para la venta. En este sentido, en el bloque izquierdo, tanto en el eje A y eje D, se han colocado placas en forma de L, presentando su mayor dimensión en la dirección X. Del mismo modo, las columnas se disponen alargadas en la dirección X, con el objetivo de

ganar espacio y evitar que sean invasivas, las cuales no son del agrado arquitectónico. Considerando estas decisiones, en la dirección X, se tendría una rigidez estructural adecuada para el cumplimiento de los límites de deriva de acuerdo a la norma, además de garantizar la simetría.

- En la dirección Y, además de las placas dispuestas en las zonas correspondientes al ascensor y la escalera, se incluyen placas en los ejes 1-1 y 8-8. Al contar con pocas placas en esta dirección, se debe prestar especial atención a las longitudes empleadas, ya que una disposición inadecuada podría inducir a efectos torsionales debido al desplazamiento del centro de rigidez hacia el lado derecho. Con el fin de obtener una distribución más equilibrada de la rigidez en planta se ha conectado mediante vigas a las placas ubicadas en los ejes 1-1 y 8-8.
- Se ha identificado un espacio disponible en el eje 5, que permite el alargamiento de la placa en la dirección Y, la cual contribuirá al aumento de la rigidez global de la estructura. Esta incorporación tiene como objetivo contrarrestar el efecto generado por las placas en el eje 8 y centrar el centro de rigidez de la estructura. Esta se extenderá de manera continua a lo largo de toda la edificación.
- Se establece la conexión entre todos los elementos verticales mediante vigas, con el objetivo de conformar pórticos sismorresistentes capaces de garantizar una adecuada transmisión de esfuerzos. Para ello se consideran luces libres que permitan definir peraltes uniformes, favoreciendo un comportamiento adecuado frente a la deflexión. Posteriormente, se orientan las losas aligeradas en sus direcciones más cortas.
- Una vez finalizada la disposición de todas las vigas, se realiza una revisión adicional de las luces y las vigas que podrían presentar mayor esfuerzo. Como resultado, se aumenta el

ancho de la viga en el eje 5, con el objetivo de cumplir con los requisitos del diseño por flexión, cortante y capacidad.

- Se disponen vigas chatas en las zonas donde se encuentran tabiques paralelos a la dirección de las losas aligeradas, con el objetivo de garantizar un adecuado soporte y continuidad estructural.
- Finalmente, se disponen de muros de sótano, ubicados en los espacios remanentes entre las placas estructurales dentro del perímetro de la estructura, con el fin de contribuir a la estabilidad global de la estructura.

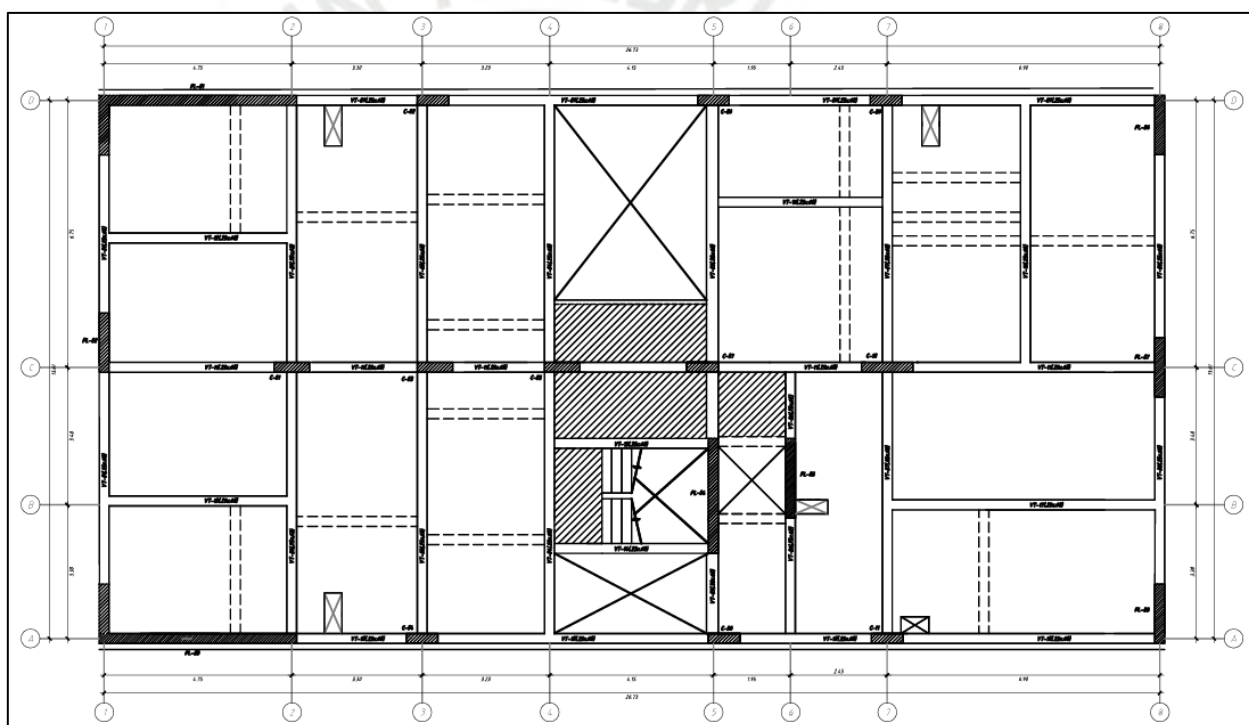


Figura 2.2: Planta típica predimensionada

2.2 Predimensionamiento

El predimensionamiento consiste en la estimación inicial de las dimensiones de los elementos estructurales, utilizando cálculos aproximados dentro de rangos orientativos definidos

por criterios técnicos. Estas dimensiones preliminares serán posteriormente verificadas mediante análisis estructural frente a cargas sísmicas y gravitacionales, permitiendo su ajuste u optimización conforme a los requisitos de desempeño. A continuación, se exponen los criterios y recomendaciones prácticas para el predimensionamiento establecidos por Blanco (1994).

2.2.1 Predimensionamiento de losas aligeradas

Los rangos de dimensiones establecidos para las losas aligeradas son válidos a situaciones en las que las sobrecargas de uso no excedan los 300 a 350 kg/m^2 o en el caso de presentar una baja densidad de tabiques sobre los ejes perpendiculares al armado de las losas. Si estas condiciones no se cumplen, será necesario aumentar el espesor de las losas según los resultados del análisis estructural. La Tabla 2.1 presenta los espesores sugeridos en función de las luces libres de la edificación y los pesos propios definidos por la Norma E.020 (RNE, 2006).

Tabla 2.1

Espesores recomendados en relación a las luces máximas (Blanco, 1994)

h (m)	Luz libre (m)	Peso propio (kg/m^2)
0.17	$l_n < 4$	280
0.20	$4 < l_n < 5.5$	300
0.25	$5 < l_n < 6.5$	350
0.30	$6 < l_n < 7.5$	420

En la estructuración desarrollada en el capítulo anterior, se cuenta con una luz libre máxima de 3.92 m entre los ejes 5-7 y C-D; por ello, la losa aligerada tendrá un espesor de 17 cm, para el resto de los paños también se utilizará este espesor. Asimismo, al tratarse de una edificación destinada a la vivienda, la Norma E.020 (RNE,2006), establece una sobrecarga de diseño de 200 kg/m^2 .

2.2.2 Predimensionamiento de losas macizas

En el caso de las losas macizas, la transmisión de cargas depende de las condiciones de apoyo. Cuando la relación entre sus dimensiones principales supera el valor de 2, la losa actúa como un elemento unidireccional, permitiendo una reducción de hasta 5 cm en su espesor respecto a los valores propuestos para losas aligeradas en la Tabla 2.1. Por otro lado, cuando la losa se apoya sobre vigas peraltadas o muros, su comportamiento es bidireccional, lo que favorece una distribución de esfuerzos en ambas direcciones y posibilita el uso de espesores menores. Para su predimensionamiento se siguen los criterios establecidos por Blanco (1994)

$$h = \frac{ln}{40} \text{ o } h = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

En el presente proyecto, las luces correspondientes a las losas macizas resultan iguales o menores que aquellas consideradas para las losas aligeradas. En consecuencia, con el propósito de uniformizar los espesores dentro del sistema estructural, se adopta un espesor único de 17 cm para ambas tipologías de losa. En este sentido, se plantea utilizar losas macizas de 17 cm en la zona de escaleras y al frente de la caja de ascensor.

2.2.3 Predimensionamiento de vigas

El predimensionamiento de vigas se abordará considerando dos casos diferenciados. En primer lugar, se analizarán las vigas principales con función sismorresistente, las cuales conforman los pórticos junto a columnas y placas, y están sometidas a solicitaciones sísmicas significativas. En segundo lugar, se predimensionarán las vigas secundarias, que no forman parte del sistema sismorresistente y, por ende, suelen requerir menores dimensiones. Entre estas se incluyen las vigas chatas y las vigas de borde.

Vigas sísmicas

En referencia a las vigas sísmicas, Blanco (1994) establece que el peralte de la viga sea del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre. Siguiendo esta recomendación, se identifican las luces críticas en los pisos típicos, azotea y sótano durante el proceso de estructuración del proyecto. Como referencia, se determina un peralte óptimo que será aplicado de manera uniforme en toda la edificación, con el fin de mantener la continuidad en el fondo de las vigas.

$$Peralte = \frac{Luz\ libre}{10} \text{ ó } Peralte = \frac{Luz\ libre}{12}$$

Dirección Y:

$$\frac{6.5}{12} < h < \frac{6.75}{10}$$

$$0.54 < h < 0.675$$

Dirección X:

$$\frac{6.85}{12} < h < \frac{6.85}{10}$$

$$0.57 < h < 0.685$$

El proyecto, en la dirección Y, presenta una luz máxima de 6.5m. Por ello, se ha propuesto un peralte de viga de 60 cm. El ancho asignado para dichas vigas es de 25 cm, valor que coincide con el mínimo exigido por la Norma E.060 (RNE, 2009) para elementos estructurales con función sísmica, cumpliendo así con el requerimiento de normativo. En la dirección X, se identifica una luz libre máxima de 6.85 m, para el cual también se ha adoptado un peralte de 60 cm. De igual forma, el ancho de las vigas en esta dirección será de 25 cm, respetando el mínimo normativo.

Finalmente, con el objetivo de simplificar el proceso constructivo y garantizar uniformidad en la estructura, se ha adoptado mantener las mismas dimensiones de viga 25 cm x 60 cm en ambas direcciones del proyecto.

Vigas secundarias

Las vigas secundarias, al no integrar el sistema sismorresistente, no están sujetas a los requerimientos normativos aplicables a elementos con función sísmica. Su diseño se encuentra principalmente condicionado por las cargas gravitacionales, lo que permite adoptar dimensiones iniciales menores en comparación con las vigas principales.

En el presente proyecto, las vigas secundarias corresponden predominantemente a vigas chatas, cuyo peralte es igual al espesor de la losa en la que se integran, y se refuerzan mediante estribos con espaciamientos mínimos. No obstante, cuando el ancho de sección no sea suficiente para resistir las solicitaciones de corte, se calculará el espaciamiento adecuado de los estribos. Como ejemplo, se analizará el caso más crítico: una viga chata con una luz libre de 4.00 m. Se determinará la fuerza cortante última actuante y, con base en la resistencia a corte del concreto establecida en el artículo 11.3.1.1 de la Norma E.060 (RNE, 2009), se calculará el ancho mínimo requerido sin refuerzo transversal. Para este análisis, se asumirá que la viga está simplemente apoyada en sus extremos.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal a corte

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

b_w = Ancho de la sección

d = Peralte efectivo de la sección

Cálculo de la cortante última:

$$Vu = \frac{1.4 \cdot \text{peso tabique}}{2} = \frac{1.4 \cdot 4 \cdot 0.1 \cdot 2.83 \cdot 1.8}{2} = 1.42 \text{ ton}$$

$$\phi Vc \geq Vu$$

Ancho de la sección:

$$b_w = \frac{Vu}{0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot \phi}$$

$$b_w = \frac{1.42 \cdot 1000}{0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 14 \cdot 0.85} = 15.60 \text{ cm}$$

A partir de lo anterior, se propone un ancho de la sección predimensionada de 20 cm para el caso crítico, esta será replicada en el resto de los paños.

2.2.4 Predimensionamiento de columnas

De acuerdo con la estructuración propuesta, el sistema portante estará conformado principalmente por placas y columnas dispuestas en ambas direcciones. Las placas, de dimensiones significativas, serán responsables de absorber la mayor parte de las fuerzas cortantes generadas por la acción sísmica. En contraste, las columnas trabajarán predominantemente bajo esfuerzos axiales, aportando rigidez a los pórticos con una participación limitada frente a cargas cortantes. El predimensionamiento de las columnas se realizará mediante el cálculo de sus áreas, conforme a las recomendaciones de Blanco (1994). Adicionalmente, según lo dispuesto en el artículo 21.6.1.2 de la Norma E.060 (RNE, 2009), las columnas pertenecientes a pórticos sismorresistentes

deberán tener una dimensión mínima de 25 cm en su lado menor, asegurando que su ancho sea igual o superior al de las vigas que se conectan a ellas. A continuación, se desarrolla el dimensionamiento de la columna C-01.

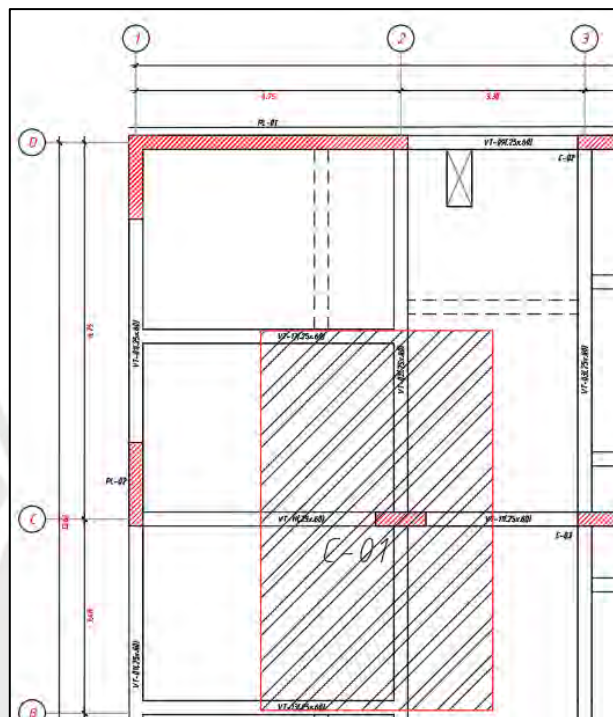


Figura 2-2 Área tributaria de la C-01

Blanco (1994) propone, para columnas cuya carga axial es menor a 200 ton, las siguientes expresiones para su predimensionamiento:

Columnas centrales:

$$Area\ de\ columna = \frac{P\ servicio}{0.45f'_c}$$

Columnas perimetrales y esquinas:

$$Area\ de\ columna = \frac{P\ servicio}{0.35f'_c}$$

El peso aproximado por metro cuadrado en una edificación se encuentra entre 0.9 y 1.2 ton, para este caso se considerará un valor de 1 ton/m².

$$\text{Área tributaria} = 28.31 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del techo (viviendas)} = 1 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Número de pisos} = 6$$

$$\text{Área de columna} = \frac{28.31 \cdot 6 \cdot 1000}{0.45 \cdot 210} = 1797.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensión mayor} = \frac{1797.46}{25} = 71.90 \text{ cm}$$

En base a los resultados obtenidos, se ha optado por predimensionar las columnas con una sección transversal de 25 cm x 90 cm, disponiendo una mayor dimensión en la dirección X-X, en atención a los requerimientos arquitectónicos del proyecto. Cabe destacar, que se ha optado por una dimensión mayor a la recomendada para cubrir las solicitudes sísmicas. Por ende, esta dimensión no es definitiva, será evaluada y verificada en la etapa de diseño de columnas.

2.2.5 Predimensionamiento de placas

De acuerdo con el artículo 21.9.3.2 de la Norma E.060 (2009), el espesor del alma de los muros de corte no debe ser inferior a 15 cm ni menor a la vigésima quinta parte de la altura entre los elementos que brindan soporte lateral. En este proyecto, considerando una altura de 3.00 m entre niveles, el espesor mínimo teórico resulta ser 12 cm; sin embargo, se selecciona un valor mínimo de 15 cm. Asimismo, las placas que conforman los pórticos sismorresistentes estarán unidas por vigas de 25 cm de ancho, por lo que, con el propósito de mantener uniformidad estructural y constructiva, se adopta un espesor uniforme de 25 cm para dichas placas.

Con base en lo planteado, para las conexiones con los pórticos sismorresistentes en las direcciones X-X y Y-Y, se adoptan placas con un espesor inicial de 25 cm, cumpliendo con los requisitos estructurales de unión. De igual forma, las placas ubicadas en las zonas centrales de la edificación tendrán un espesor de 25 cm para garantizar un adecuado anclaje de las vigas principales. Es importante señalar que estas dimensiones son preliminares y podrán ajustarse según los resultados del análisis sísmico, procurando no afectar la configuración arquitectónica establecida.

En cuanto a la disposición y longitud de los muros de corte, estos se han ubicado perimetralmente y también en la zona central, alrededor de la garganta conformada por el ascensor y la escalera, respetando los espacios permitidos por la arquitectura. La longitud de estos muros podrá ser optimizada o, en su defecto, se incrementará su rigidez mediante un aumento en el espesor, en caso de que los resultados del análisis sísmico indiquen el incumplimiento de los criterios establecidos.

Capítulo 3: Metrado de cargas por gravedad

En el presente capítulo se llevará a cabo el metrado de cargas de gravedad aplicadas sobre los elementos estructurales. Estas cargas actuarán en combinaciones prescritas y, de acuerdo a la Norma E.020 (RNE, 2006), no deberán causar esfuerzos ni deformaciones superiores a los establecidos para cada material estructural.

3.1 Consideraciones generales

La Norma E.020 (RNE, 2006), en su sección 2, clasifica las cargas de gravedad que actúan sobre las estructuras en dos categorías principales: cargas muertas y cargas vivas. A continuación, se presentan sus respectivas definiciones, de acuerdo con lo establecido por la normativa.

Carga: Fuerza y otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

Carga muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone que sean permanentes o con una variación pequeña en su magnitud durante su tiempo de servicio.

Tabla 3.1

Peso propio de los materiales en ton/m³

Materiales	Peso propio (ton/m³)
Albañilería de unidades arcillas sólidas	1.8
Concreto simple de grava	2.3
Concreto armado	2.4

Nota: Adaptado de la Norma E.020 (RNE, 2006)

Tabla 3.2

Peso propio de losa aligerada en una dirección en ton/m²

Espesor del aligerado (m)	Espesor de la losa superior	Peso propio (ton/m²)
0.17	0.05	0.27

Nota: Adaptado de la Norma E.020 (RNE, 2006)

Carga Viva: Es el peso propio de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.

Tabla 3.3

Cargas vivas distribuidas de acuerdo al uso ton/m²

Ocupación o Uso	Carga repartida (ton/m²)
Viviendas	0.2
Corredores y escaleras	0.2
Azotea	0.1

Nota: Adaptado de la Norma E.020 (RNE, 2006)

3.2 Medrado de cargas en losas aligeradas

El medrado y diseño de losas aligeradas se efectúa por vigueta, considerando una franja tributaria de 40 cm, la cual corresponde a la longitud estándar del aligerado empleado en el proyecto. Para el cálculo de la carga muerta de cada vigueta, se tomará en cuenta su peso propio y el piso terminado que está cargando, esta será de 5 cm de espesor, para el cual se considerará un peso propio igual a 0.1 ton/m^2 . Adicionalmente, en caso de que existan tabiques dispuestos perpendicularmente al sentido del aligerado, se incluirá una carga puntual concentrada asociada a

dicho elemento. Por otro lado, para la carga viva, se considerará la sobrecarga normativa correspondiente al uso del ambiente sobre un ancho tributario de 40 cm. A continuación, se desarrollará el metrado típico de la vigueta ubicada entre los ejes A-D y 1-2.

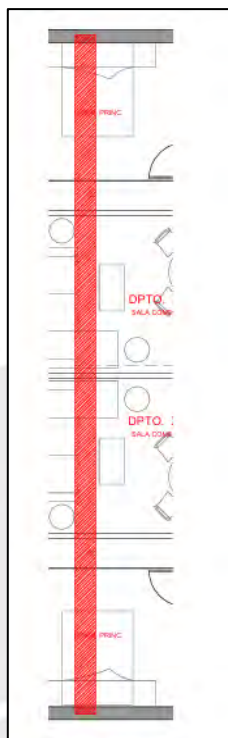


Figura 3.1 Planta de arquitectura sobre de losa aligerada a metrar

Vigueta de losa aligerada $h = 17 \text{ cm}$

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 0.27 \cdot 0.4 = 0.108 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \cdot 0.4 = 0.04 \text{ ton/m}$$

$$CM = p. \text{ propio} + p. \text{ terminado} = 0.148 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga puntual de tabiquería} = 1.8 \cdot 0.1 \cdot (3 - 0.17) \cdot 0.4 = 0.208 \text{ tn}$$

Carga viva

$$CV = 0.2 \cdot 0.4 = 0.08 \text{ ton/m}$$

$$W_{servicio} = 0.228 \text{ ton/m}, W_u = 0.343 \text{ ton/m}$$

3.3 Metrado de losas macizas

El metrado de las losas macizas se realiza por metro cuadrado, dado que este tipo de losa trabaja estructuralmente en ambas direcciones. Asimismo, los tabiques que descansan sobre la losa se considerarán como un peso total y se distribuirán uniformemente sobre el área del paño correspondiente. A continuación, se desarrollará un ejemplo de metrado para una losa maciza armada en dos direcciones, ubicada en la zona de la garganta entre los ejes B-C Y 4-5.

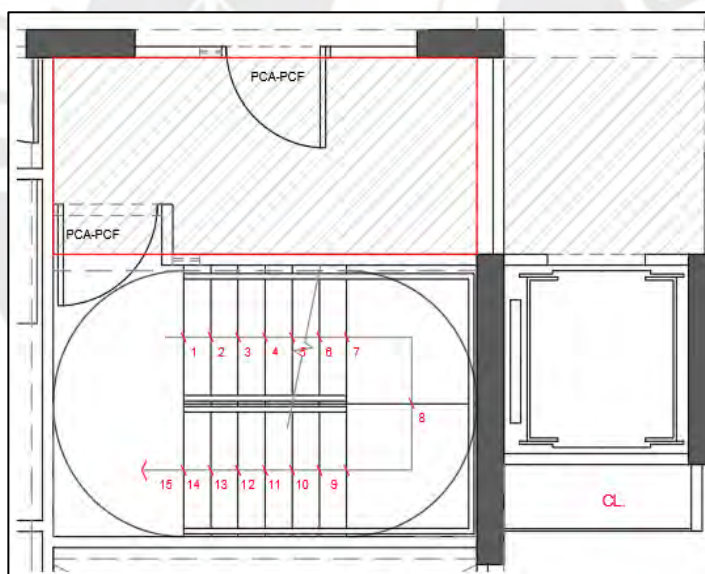


Figura 3.2 Planta de arquitectura de losa maciza

Carga muerta:

$$Peso \text{ propio} = 0.17 \cdot 2.4 = 0.408 \text{ ton/m}^2$$

$$Piso terminado = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

$$Peso \text{ tabique} = \frac{(1.8 \cdot 0.1 \cdot 2.83 \cdot 0.45)}{6.92} = 0.03 \text{ ton/m}^2$$

$$CM = 0.408 + 0.1 + 0.03 = 0.538 \text{ ton/m}^2$$

Carga viva:

$$CV = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{servicio} = 0.738 \text{ ton/m}^2, W_u = 1.09 \text{ ton/m}^2$$

3.4 Metrado de vigas

El metrado de cargas en las vigas se realiza considerando tanto las cargas directas sobre su sección transversal como las provenientes del área tributaria de las losas adyacentes. Para losas aligeradas apoyadas en la viga, el ancho tributario corresponde a la mitad de la luz del paño. En el caso de losas macizas bidireccionales, la distribución de cargas sobre la viga se aproxima mediante figuras geométricas, como trapecios o triángulos, según la configuración del paño. Este procedimiento, conocido como “método del sobre”, permite obtener estimaciones precisas para la verificación manual. El análisis estructural definitivo se llevará a cabo utilizando el software ETABS, facilitando la validación de resultados mediante la comparación con los cálculos manuales. A modo de ejemplo, se presenta el metrado de carga para la viga VT-02, ubicada en el eje 2-2 del techo típico, la cual soporta cargas provenientes de la losa, tabiquería y vigas perpendiculares.

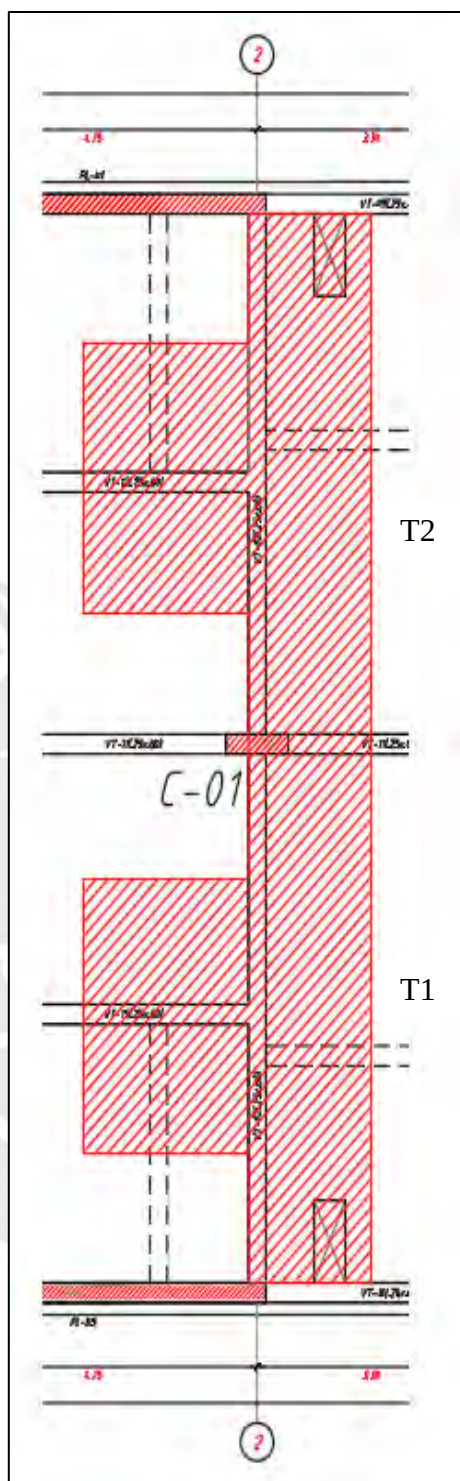


Figura 3.3 Ancho tributario de la VT-02

Tramo 1:**Carga muerta:**

$$\text{Peso propio} = 2.4 \cdot 0.25 \cdot 0.6 = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \cdot (0.25 - 0.1) = 0.015 \text{ ton/m}$$

$$\text{Tabique distribuido} = 0.1 \cdot 2.4 \cdot 1.8 = 0.432 \text{ ton/m}$$

$$\text{Losa aligerada (lado izquierdo)} = (0.27 + 0.1) \cdot 2.39 = 0.884 \text{ ton/m}$$

$$\text{Losa aligerada (lado derecho)} = (0.27 + 0.1) \cdot 1.52 = 0.564 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga puntual de viga} = \frac{0.25 \cdot 0.6 \cdot 2.4 \cdot 4.5}{2} + \frac{0.1 \cdot 0.25 \cdot 4.5}{2} = 3.42 \text{ ton}$$

$$\text{Carga puntual de tabique (lado izquierdo)} = \frac{0.1 \cdot 1.8 \cdot 2.83 \cdot 3.23}{2} \cdot \frac{3.2}{4.5} = 0.58 \text{ ton}$$

$$\text{Carga puntual de tabique (lado derecho)} = \frac{0.1 \cdot 1.8 \cdot 2.83 \cdot 3.05}{2} = 0.77 \text{ ton}$$

Carga viva

$$S/C \text{ en viga} = 0.2 \cdot (0.25 - 0.1) = 0.03 \text{ ton/m}$$

$$S/C \text{ aligerado (lado izquierdo)} = 0.2 \cdot 2.39 = 0.478 \text{ ton/m}$$

$$S/C \text{ aligerado (lado derecho)} = 0.2 \cdot 1.52 = 0.304 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga puntual en viga} = 0.2 \cdot 0.25 \cdot \frac{4.5}{2} = 0.112 \text{ to}$$

Tramo 2:**Carga muerta:**

$$\text{Peso propio} = 2.4 \cdot 0.25 \cdot 0.6 = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \cdot (0.25 - 0.1) = 0.015 \text{ ton/m}$$

$$\text{Tabique distribuido} = 0.1 \cdot 2.4 \cdot 1.8 = 0.432 \text{ ton/m}$$

$$\text{Losa aligerada (lado izquierdo)} = (0.27 + 0.1) \cdot 2.39 = 0.884 \text{ ton/m}$$

$$\text{Losa aligerada (lado derecho)} = (0.27 + 0.1) \cdot 1.52 = 0.564 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga puntual de viga} = \frac{0.25 \cdot 0.6 \cdot 2.4 \cdot 4.5}{2} + \frac{0.1 \cdot 0.25 \cdot 4.5}{2} = 3.42 \text{ ton}$$

$$\text{Carga puntual de tabique (lado izquierdo)} = \frac{0.1 \cdot 1.8 \cdot 2.83 \cdot 3.23}{2} \cdot \frac{3.2}{4.5} = 0.58 \text{ ton}$$

$$\text{Carga puntual de tabique (lado derecho)} = \frac{0.1 \cdot 1.8 \cdot 2.83 \cdot 3.05}{2} = 0.77 \text{ ton}$$

Carga viva

$$\text{S/C en viga} = 0.2 \cdot (0.25 - 0.1) = 0.03 \text{ ton/m}$$

$$\text{S/C aligerado (lado izquierdo)} = 0.2 \cdot 2.39 = 0.478 \text{ ton/m}$$

$$\text{S/C aligerado (lado derecho)} = 0.2 \cdot 1.52 = 0.304 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga puntual en viga} = 0.2 \cdot 0.25 \cdot \frac{4.5}{2} = 0.112 \text{ to}$$

Finalmente, la viga analizada cuenta con las siguientes cargas distribuidas y puntuales:

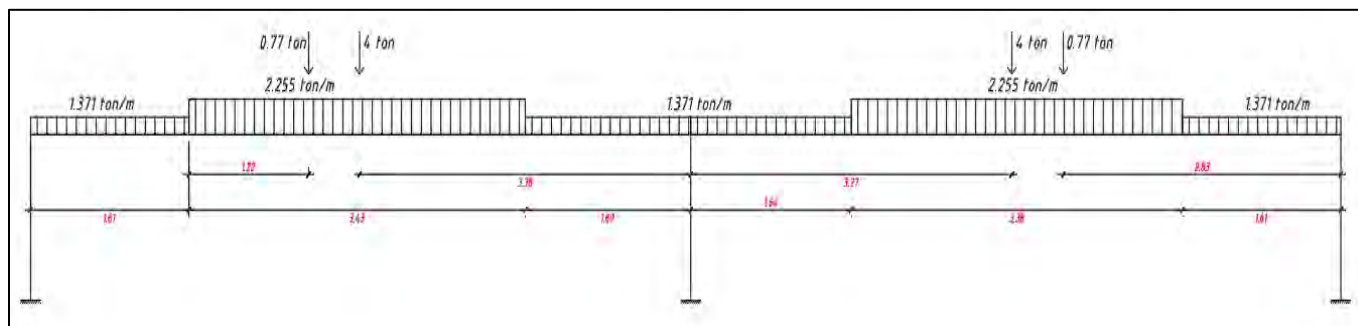


Figura 3.4 Modelo de viga peraltada VT-02 con carga muerta

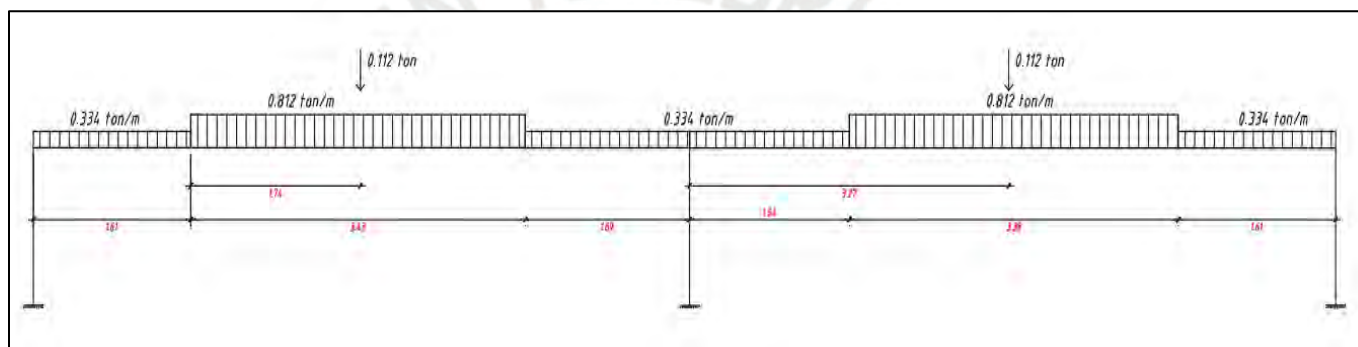


Figura 3.5 Modelo de viga peraltada VT-02 con carga viva

3.5 Medrado de columnas

Para los elementos verticales, como columnas y muros, el medrado de cargas se realiza manualmente mediante la definición de su área tributaria. Este método considera la mitad de las luces adyacentes para delimitar la superficie que transmite carga al elemento estructural. Si bien esta aproximación es simplificada y no refleja completamente la influencia de la rigidez relativa de los apoyos, los valores obtenidos resultan suficientemente representativos para realizar comprobaciones preliminares y validar los resultados del análisis estructural asistido por software.

A continuación, se presenta el metrado manual de carga para la columna ubicada en la intersección de los ejes C-2:

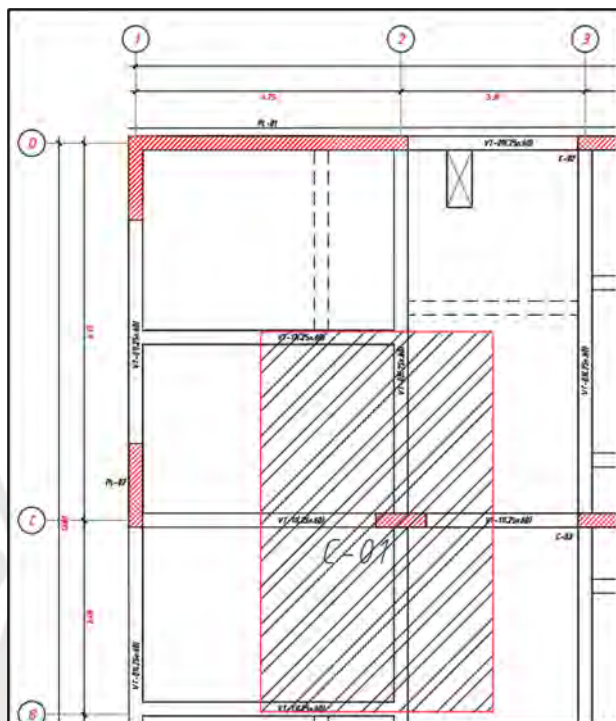


Figura 3.6 Ubicación en planta y área tributaria de la C-01

Carga muerta:

Cálculo del área tributaria:

$$\text{Área de vigas con tabique} = (2.39 \cdot 2 + 2.06 + 1.2) \cdot 0.25 = 2.01 \, m^2$$

$$\text{Área de vigas sin tabique} = (3.02 + 3.02) \cdot 0.25 = 1.51 \, m^2$$

$$\text{Área de losas aligeradas} = 7.22 + 4.95 + 7.46 + 5.03 = 24.66 \, m^2$$

$$\text{Longitud de tabiques 10 cm} = 2.39 \cdot 2 + 2.06 + 1.2 = 8.04 \, m^2$$

Cálculo de cargas:

$$Carga\ de\ vigas = (2.39 \cdot 2 + 2.06 + 1.2 + 3.02 + 3.02) \cdot 0.6 \cdot 2.4 \cdot 0.25 = 5.06\ ton$$

$$Carga\ de\ losas\ aligeradas = 24.66 \cdot 0.27 = 6.64\ ton$$

$$Peso\ propio\ columna = 0.25 \cdot 0.9 \cdot 3 \cdot 2.4 = 1.62\ ton$$

$$Carga\ de\ piso\ terminado = (24.66 + 3.52) \cdot 0.1 = 2.82\ ton$$

$$Carga\ de\ tabiques = 8.04 \cdot 0.1 \cdot 1.8 \cdot 2.83 = 4.09\ ton$$

Cálculo de cargas muertas por tramo:

$$CM_{típico} = 5.06 + 6.64 + 1.62 + 2.82 + 4.09 = 20.23\ ton$$

$$CM_{azotea} = 5.06 + 6.64 + 1.62 = 13.32\ ton$$

Carga viva:

$$CV_{típica} = (1.51 + 24.66) \cdot 0.2 = 5.23\ ton$$

$$CV_{azotea} = (1.51 + 24.66 + 2.01) \cdot 0.1 = 2.82\ ton$$

Metrado total de la columna en su base:

$$CM = 6 \cdot 20.23 + 13.32 = 134.7\ ton$$

$$CV = 6 \cdot 5.23 + 2.82 = 34.2\ ton$$

Es importante destacar que se consideraron, de forma aproximada, 6 pisos típicos incluyendo el sótano y el techo de azotea.

Capítulo 4: Análisis sísmico

En el presente capítulo se desarrollará el análisis sísmico de la edificación, con la finalidad de evaluar su comportamiento estructural frente a solicitaciones dinámicas generadas por un movimiento sísmico en sus dos direcciones principales. Al situarse el país en un contexto geográfico con una alta tasa de sismicidad es propensa a que sus estructuras sufran esfuerzos, reacciones y desplazamientos impredecibles en ambas direcciones, lo que representa un riesgo considerable para las construcciones. Por tal motivo, la Norma E.030 (RNE, 2018) establece los criterios y exigencias necesarias para garantizar un desempeño estructural adecuado ante un sismo raro, asegurando así la integridad de la edificación conforme a su categoría de importancia. En el presente capítulo se desarrollará el análisis dinámico del edificio empleando el método de combinación espectral, conforme a lo establecido en la Norma E.030 (RNE, 2018). Este procedimiento permite verificar que la edificación cumpla con las exigencias sísmicas vigentes y facilita la determinación de las fuerzas internas actuantes en los distintos elementos estructurales ante la ocurrencia de un sismo representativo.

4.1 Consideraciones generales

La Norma E.030 (RNE, 2018), en su artículo 1.3, establece su filosofía del diseño sismorresistente, los cuales son: evitar pérdidas de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños de la propiedad. Asimismo, reconocen que brindar protección absoluta frente a todos los posibles eventos sísmicos no resulta técnica ni económicamente viable para la mayoría de las estructuras. En concordancia con la filosofía de diseño, La Norma E.030 (RNE, 2018), establece los siguientes principios fundamentales:

- Durante sismos de intensidad moderada, la estructura podrá experimentar ciertos daños, siempre que estos sean reparables y se mantengan dentro de los límites aceptables, dependiendo de su ubicación.
- Frente a sismos severos, se admite la posibilidad de que ocurran daños estructurales significativos; sin embargo, la edificación no debe colapsar ni comprometer la seguridad de sus ocupantes.
- En caso de las edificaciones esenciales, se requiere que estas permanezcan operativas tras un sismo severo, cumpliendo requisitos especiales indicados en la Norma E.030 (RNE, 2018).

4.2 Parámetros sísmicos

Factor de zona (Z)

Según el artículo 2.1 de la Norma E.030 (RNE, 2018), el territorio peruano se clasifica en cuatro zonas sísmicas, cada una definida por un valor específico del factor sísmico Z. Este factor representa la aceleración horizontal máxima esperada sobre un suelo rígido, con una probabilidad del 10 % de ser excedida en un periodo de 50 años, y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (g). A continuación, se presenta el mapa geográfico del Perú con la distribución de las zonas sísmicas y los correspondientes valores del factor Z.

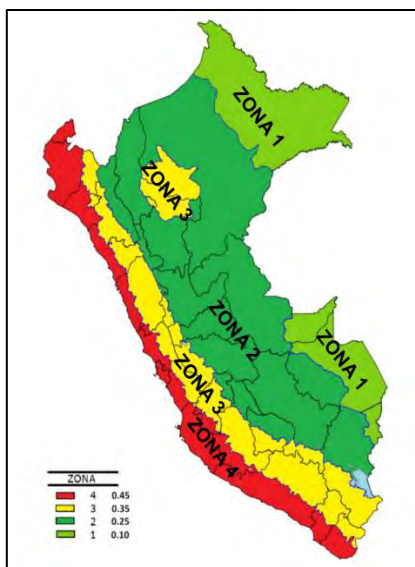


Figura 4.1 Mapa de zonas sísmicas de la Norma E.30 (RNE 2018)

La edificación en estudio se localiza en el distrito de Santiago de Surco, perteneciente a la provincia y departamento de Lima. De acuerdo a la clasificación establecida en la Norma E.030 (RNE, 2018), esta zona corresponde a la zona sísmica 4, la cual representa el nivel más alto de amenaza sísmica en el país. En este contexto, se asigna un factor sísmico de zona igual a $Z = 0.45$.

Parámetros de suelo

De acuerdo a la Norma E030 (RNE, 2018), los suelos se clasifican en función de su rigidez obtenida a través del estudio de mecánica de suelos, estableciéndose cinco perfiles, S_0 roca dura, S_1 roca o suelos muy rígidos, S_2 suelos intermedios, S_3 suelos blandos, S_4 condiciones excepcionales. Esta clasificación permite definir el parámetro de amplificación del suelo S , así como los valores de los periodos característicos T_P y T_L , que son necesarios para la construcción del espectro de diseño sísmico. En base a los resultados del estudio de mecánica de suelos, se ha determinado que el tipo de suelo corresponde al perfil S_1 . Por lo tanto, en base a la Norma E.030 (RNE, 2018), se le asigna un parámetro $S = 1$ y los periodos $T_P = 0.4$ y $T_L = 2.5$ segundos respectivamente.

Tabla 4.1

Clasificación del factor S según el suelo y la zona

Factor de suelo "S"				
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota: Adaptado de la Norma E.030 (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones

Tabla 4.2

Clasificación de TP y TL según el perfil del suelo

Periodos "TP" y "TL"				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL(s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Nota: Adaptado de la Norma E.030 (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones

Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a la Norma E.030 (RNE, 2018), el coeficiente de amplificación sísmico, también conocido como coeficiente de respuesta espectral, se utiliza para obtener la aceleración sísmica de diseño que experimentará una estructura en función de su periodo fundamental de vibración T . Este coeficiente se determina de acuerdo con la siguiente segmentación del espectro de respuesta:

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Factor de uso (U)

Según la Norma E.030 (RNE, 2018), el factor de uso o de importancia (U), se asigna en función de la categoría del edificio, con el objetivo de reflejar el nivel de riesgo y el rol funcional de la edificación. Estas se clasifican en esenciales, importantes, comunes y menores. Al tratarse de una edificación de vivienda, esta corresponde a la categoría C y, por lo tanto, le corresponde un factor de uso $U = 1$

Sistema estructural

El sistema estructural sismorresistente se define en función de los materiales predominantes y la configuración estructural utilizada en cada dirección de análisis. Para el caso de estructuras de concreto armado, la Norma e.030 establece diferentes tipos de sistemas estructurales, a cada uno de los cuales se le asignan un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R), que refleja su capacidad de disipar energía a través del comportamiento inelástico, a continuación, se muestran estos valores:

Tabla 4.3

Coeficiente de reducción básicos para estructuras de concreto armado

Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción R_o
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6

Nota: Adaptado de la Norma E.030 (RNE, 2018)

En el presente proyecto, la estructuración propuesta incluye muros estructurales y placas de concreto armado en ambas direcciones principales, ubicados tanto en la zona central como en las esquinas, junto con columnas que conforman pórticos sismorresistentes. Esta combinación de elementos permite clasificar la edificación como un sistema dual bidireccional, en el cual muros y pórticos trabajan conjuntamente para resistir las acciones sísmicas. Dado que la estructura presenta una mayor densidad de placas, se asumirá inicialmente un sistema de muros. Según la Tabla 4.3, a este sistema se le asigna un coeficiente de reducción sísmica $R = 6$, valor que será empleado para el cálculo de las fuerzas de diseño en el análisis sísmico. Esta hipótesis será validada o ajustada con base en los resultados obtenidos del análisis dinámico.

Irregularidad estructural

Las estructuras se clasifican en regulares e irregulares, clasificación que impacta directamente en los requisitos para el procedimiento de análisis sísmico y en la asignación del coeficiente de reducción sísmica R . Esta distinción es esencial para evaluar el desempeño sísmico, dado que las estructuras irregulares enfrentan mayores exigencias normativas debido a la complejidad para predecir su comportamiento frente a eventos sísmicos. Según la Norma E.030 (RNE, 2018), no se permite la presencia de irregularidades extremas en edificaciones de categoría C (uso común) ubicadas en la zona sísmica 4. En este contexto, se realizará un análisis de las posibles irregularidades considerando la configuración estructural adoptada.

Irregularidades en altura (Ia)

- Irregularidad por piso blando: Se asume preliminarmente que no se presenta este tipo de irregularidad, dado que la edificación cuenta con una continuidad adecuada de los elementos verticales portantes y mantiene una altura de entrepiso constante en todos los niveles, lo que garantiza una distribución uniforme de rigidez a lo largo de la altura de la estructura.
- Irregularidad de masa o peso: Debido a la similitud entre la configuración del primer nivel de techo y los niveles superiores, se afirma que existe una distribución uniforme de masa en todos los pisos. En consecuencia, se considera que no se presenta irregularidad de masa.
- Irregularidad geométrica vertical: La edificación presenta una planta continua a lo largo de todos los niveles, lo que garantiza que no se produzca ninguna reducción en la geometría de la estructura. Por ende, no se identifica irregularidad geométrica vertical en el proyecto.
- Discontinuidad de los sistemas sismorresistentes: El proyecto está compuesto por elementos continuos que se extienden desde la cimentación hasta el último nivel, lo que asegura la integridad del sistema sismorresistente en toda la edificación. Por lo tanto, no se presenta irregularidad por discontinuidad de los sistemas sismorresistentes.

Irregularidades en planta

- Irregularidad torsional: A partir de la estructuración, se buscó garantizar una distribución equilibrada de la rigidez en planta con el objetivo de minimizar los

efectos torsionales en el diafragma. Por ello, se asume que el proyecto no presenta esta irregularidad, su validez será verificada con los resultados del análisis estructural.

- Irregularidad por esquinas entrantes: Se evaluó uno de los tragaluces presentes en la edificación, identificándose una longitud entrante en la dirección Y-Y de 4.92 m, la cual representa el 35.4% de la longitud total de 13.90. En la dirección X-X, la longitud entrante es de 3.9 m, correspondiente al 14.77% de la longitud total de 27 m. En este caso, tal como lo indica la Norma E.030 (RNE, 2018), el porcentaje en ambas direcciones no supera el 20% de la correspondiente dimensión total en planta. Por ende, se determina que la estructura no presenta irregularidad por esquinas entrantes.
- Irregularidad del diafragma: El área total del diafragma estructural es de 373.76 m², mientras que el área correspondiente a aberturas asciende a 26.76 m², representando menos del 50% del área total. Además, se evaluó la sección transversal resistente, encontrándose una longitud continua sin abertura de 6.40 m de un total de 13.90 m, lo que equivale a 46%, valor superior al límite establecido del 25%. Por ende, se determina que la estructura no presenta discontinuidad de diafragma rígido.
- Sistemas no paralelos: El proyecto no presenta pórticos que se encuentren desfasados por un ángulo superior a 30°, por lo que, no presenta irregularidad por sistemas no paralelos.

En base a los resultados, preliminarmente se asume que la edificación no presenta irregularidad en altura ni en planta. Ello se validará con los resultados del análisis dinámico.

4.3 Modelo para el análisis estructural

Con el objetivo de llevar a cabo el análisis estructural de la edificación, se desarrolló un modelo tridimensional en el software ETABS 21.1, para ello, en cada nivel se consideró un diafragma rígido y tres grados de libertad (dos traslacionales y uno rotacional). Inicialmente, se delimitó la configuración geométrica de las grillas y las alturas de entrepiso, seguidamente, se asignaron las propiedades mecánicas del concreto y del acero empleados en la estructura. Asimismo, en función del comportamiento esperado de cada componente, se definieron distintos tipos de elementos: tanto las vigas como las columnas fueron modeladas como elementos tipo “*frame*”, las losas como elementos tipo “*membrane*”, restringidas a la transmisión de cargas; y los muros, como elementos tipo “*Shell*”, con un “*automesh*” automático de 1m x 1m. Por otro lado, la losa de conexión entre los bloques contiguos a la escalera fue modelada como “*Shell*”.

En segundo lugar, se asignaron manualmente las cargas por gravedad: peso de losa, piso terminado, tabiquería y sobrecarga, a cada elemento estructural, resaltar que el propio programa calcula el peso propio de los elementos en función de las propiedades de las secciones de concreto asignadas.

En tercer lugar, en encuentros de viga y placa o columna donde no se presente una adecuada longitud de anclaje, se articularon las uniones liberándolas de momentos mediante la condición “*release*”, indicándole de esta forma al software que la conexión se comportará como una rótula. Esta condición reduce la rigidez del sistema estructural en dichos pórticos, representando el escenario más desfavorable. Por otro lado, a las vigas que presentan unión con las columnas se le asignaron brazos rígidos con el fin de rigidizar la zona de los nudos.

Finalmente, con los parámetros sísmicos se ha generado el espectro de pseudoaceleraciones y se ha cargado esta misma al software. Asimismo, conforme a la Norma E.030 (RNE, 2018), se

definió el peso sísmico de la edificación considerando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva. Es importante destacar que se han asignado diafragmas rígidos en todos los niveles del edificio menos en el sótano, este mismo fue excluido del análisis sísmico debido a que la inclusión del sótano en el análisis, podría provocar que el periodo de la estructura aumente y por ende la fuerza sísmica se reduzca. Por ello, al no considerar el sótano, seríamos más conservadores como resistencia y resultados del análisis sísmico.

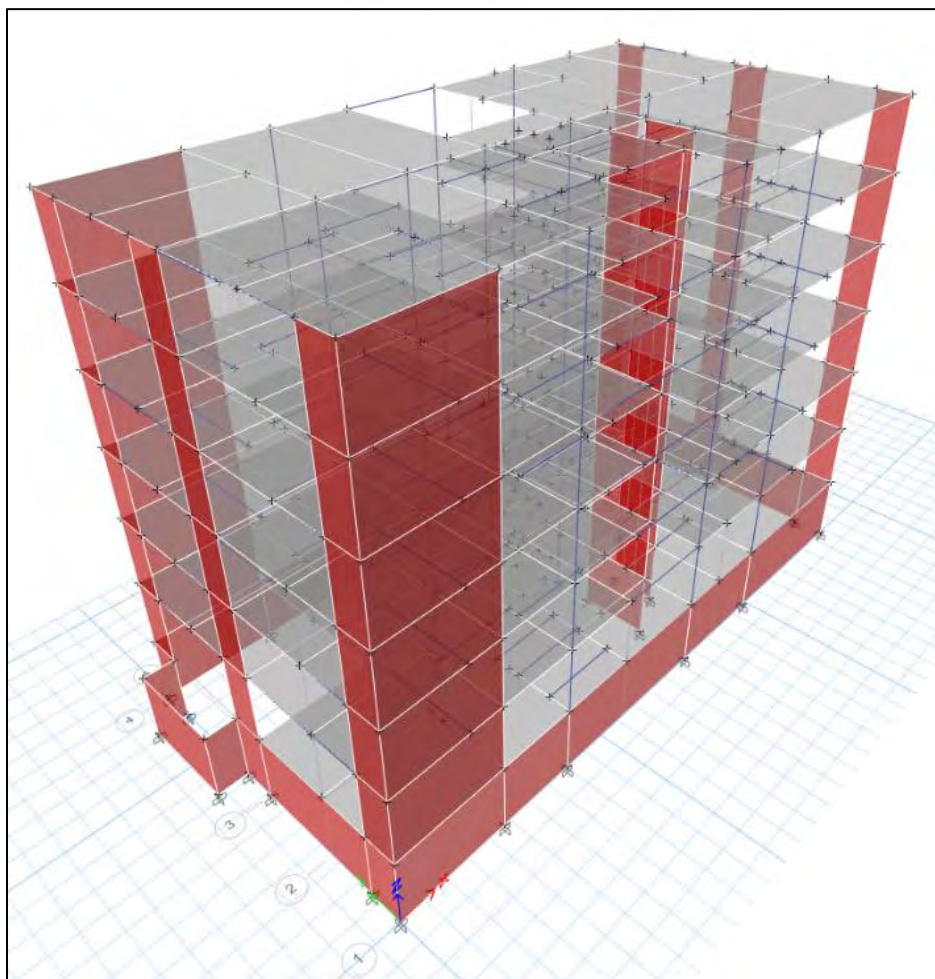


Figura 4.2 Vista en 3D del modelo estructural

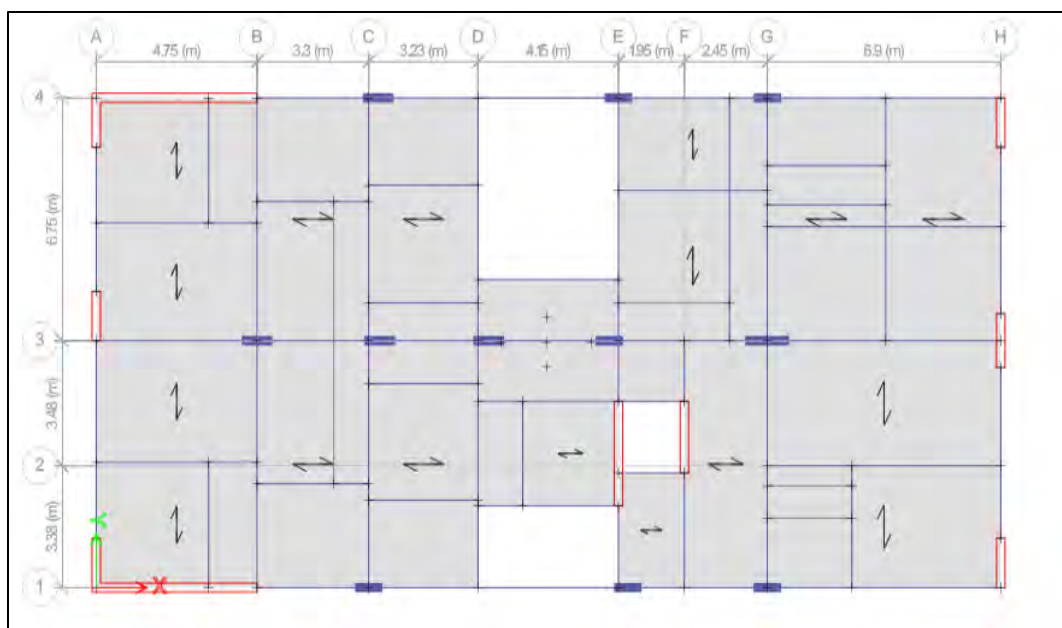


Figura 4.3 Planta típica del modelo estructural en ETABS

4.4 Análisis modal

Como se mencionó anteriormente, para cada nivel se asignó un diafragma rígido y tres grados de libertad, dando un total de 18 modos. En base a ello, se llevó a cabo un análisis modal con el objetivo de obtener información detallada de los periodos de vibración y los modos fundamentales en las direcciones principales. De acuerdo a la tabla 4.4, el periodo fundamental en la dirección X-X corresponde al segundo modo de vibración y tiene un valor de 0.37 s, mientras que, en la dirección Y-Y, corresponde al primer modo de vibración y tiene un valor de 0.58 s. Estos resultados son compatibles con la realidad, puesto que, en la dirección X-X existe mayor rigidez comparado a la dirección Y-Y. Asimismo, el porcentaje acumulado de las masas efectivas alcanza el 100%, lo que confirma la validez del modelado estructural.

Tabla 4.4

Periodos de los modos de vibración de la estructura en las direcciones X y Y.

Modo	Periodo (s)	Masa efectiva (%)		Masa acumulada (%)	
		UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.58	0.01%	73.25%	0.01%	73.25%
2	0.37	60.86%	0.18%	60.87%	73.43%
3	0.36	11.76%	0.57%	72.63%	74.00%
4	0.15	0.00%	14.52%	72.63%	88.51%
5	0.09	16.57%	0.03%	89.20%	88.54%
6	0.09	1.84%	0.19%	91.04%	88.73%
7	0.07	0.00%	5.75%	91.04%	94.48%
8	0.05	5.71%	0.00%	96.75%	94.48%
9	0.04	0.03%	0.12%	96.78%	94.60%
10	0.04	0.00%	3.00%	96.78%	97.61%
11	0.03	2.19%	0.00%	98.97%	97.61%
12	0.03	0.00%	0.10%	98.97%	97.71%
13	0.03	0.00%	1.61%	98.97%	99.32%
14	0.02	0.82%	0.00%	99.79%	99.32%
15	0.02	0.21%	0.00%	100.00%	99.32%
16	0.02	0.00%	0.57%	100.00%	99.89%
17	0.02	0.00%	0.09%	100.00%	99.98%
18	0.02	0.00%	0.02%	100.00%	100.00%

4.5 Análisis estático

El análisis consiste en aplicar solicitaciones sísmicas en el centro de masa de cada nivel de la edificación. De acuerdo a la Norma E.030 (RNE, 2018), este procedimiento no se recomienda para edificaciones regulares con alturas superiores a 30 metros ni para estructuras, regulares o irregulares, con muros portantes que superen los 15 metros. Esta restricción responde a la pérdida de precisión del método a medida que aumenta la altura de la edificación. Para fines de este proyecto, este método nos permitirá definir los factores de amplificación dinámica. A continuación, se presenta los pesos sísmicos asociados a cada nivel de la estructura:

Tabla 4.5

Peso sísmico de los diafragmas rígidos de la estructura

Nivel	Peso (ton)	Elevación (m)	Peso por m ²
T6	250.37	18	0.72
T5	361.00	15	1.04
T4	361.00	12	1.04
T3	361.00	9	1.04
T2	361.00	6	1.04
T1	361.00	3	1.04

A partir de la tabla 4.5, se determina que el peso sísmico total de la edificación es de 2056 *ton*. Con este valor, se puede obtener la cortante basal estática. De acuerdo a la Norma E.030 (RNE, 2018), la cortante basal se determina mediante la siguiente fórmula, la cual debe cumplir con la restricción de C/R no debe ser menor a 0.11.

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

Dirección X-X:

$$V_{X-X} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1}{6} \cdot 2056 = 385.5 \text{ ton}$$

Dirección Y-Y:

$$V_{Y-Y} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 1.77 \cdot 1}{6} \cdot 2056 = 272.92 \text{ ton}$$

Con estas cortantes basales en ambas direcciones, se procede con la distribución de fuerzas sísmicas a lo largo de cada entrepiso de la edificación. De acuerdo a la Norma E.030 (RNE,2018), en su artículo 4.5.3, las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Donde:

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

Si:

$$T \leq 0.5 \text{ s} \rightarrow k = 1$$

$$T > 0.5 \text{ s} \rightarrow k = (0.75 + 0.5T)$$

Tabla 4.6

Fuerzas cortantes de entrepiso del análisis estático en la dirección X-X

Nivel	Peso (ton)	Elevación (m)	Pi · hi ^k	α_i	Fi (ton)
T6	250.37	18	4506.72	0.22	83.72
T5	361.00	15	5415.02	0.26	100.59
T4	361.00	12	4332.01	0.21	80.47
T3	361.00	9	3249.01	0.16	60.36
T2	361.00	6	2166.01	0.10	40.24
T1	361.00	3	1083.00	0.05	20.12

Tabla 4.7

Fuerzas cortantes de entrepiso del análisis estático en la dirección Y-Y

Nivel	Peso (ton)	Elevación (m)	Pi · hi ^k	α_i	Fi (ton)
T6	250.37	18	4950.59	0.22	83.72
T5	361.00	15	5913.20	0.26	100.59
T4	361.00	12	4696.38	0.21	80.47
T3	361.00	9	3489.51	0.16	60.36
T2	361.00	6	2295.88	0.10	40.24
T1	361.00	3	1122.37	0.05	20.12

Con estas fuerzas cortantes obtenidas, es posible aplicarlas al modelo estructural sobre cada uno de los diafragmas, con el fin de calcular los desplazamientos máximos y con estas las derivas, (desplazamientos relativos entre pisos dividido entre su altura). Para estructuras de concreto armado dicho valor debe ser menor de 0.007. No obstante, las derivas máximas estarán dados por los resultados del análisis dinámico de la estructura con excentricidad accidental equivalente al 5% y desplazamientos evaluados con el factor 0.75R para estructuras regulares.

4.6 Análisis dinámico

La Norma E.030 (RNE, 2018), propone dos tipos de análisis dinámico: el análisis dinámico espectral y el análisis dinámico tiempo-historia. Los cuales son más precisos que el análisis estático y pueden ser empleados en cualquier estructura. Resaltar que, el análisis dinámico tiempo – historia, podrá usarse con fines de verificación, pero en ningún caso será sustituto del análisis estático y dinámico modal espectral. En este sentido, la Norma E.030 (RNE, 2018), en su artículo 4.6, hace mención que cualquier estructura puede ser diseñar usando los resultados del análisis dinámico por combinación modal espectral. Este procedimiento, permite una evaluación más precisa puesto que, involucra todos los modos de vibración relevantes. Para cada una de las direcciones horizontales analizadas, se emplea un espectro de inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

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

En base a la fórmula indicada, se puede apreciar que todos los parámetros sísmicos son constantes a excepción de C (factor de amplificación sísmica), puesto que, esta se encuentra en función del periodo. Asimismo, el análisis dinámico está asociado a diferentes periodos de los modos de vibración presentes en la estructura. A continuación, se presente el espectro de

pseudoaceleraciones (S_a en función de T) correspondiente al proyecto, para el cual, se empleó un amortiguamiento crítico igual al 5%, tal como lo indica la Norma E.030 (RNE, 2018).

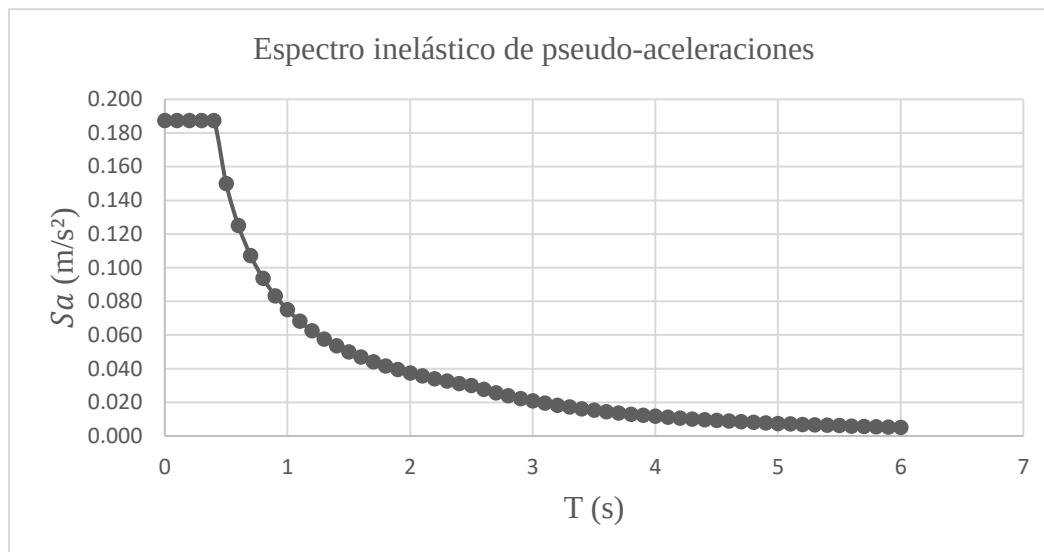


Figura 4.4 Espectro de pseudo-aceleraciones en ambas direcciones

Con este espectro, se procede a cargar en el software ETABS las funciones sísmicas en cada dirección de análisis. De acuerdo a la Norma E.030 (RNE, 2018), en su artículo 4.5.5, para cada dirección de análisis, la excentricidad en cada nivel se considerará como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. Esto debido a la incertidumbre en la ubicación del centro de masa de cada nivel. Con esta consideración, se obtienen las condiciones más desfavorables y mayores fuerzas horizontales que podría presentar la estructura. Asimismo, de acuerdo a la Norma E.030 (RNE, 2018) en su artículo 4.6.3, propone el criterio de combinación cuadrática completa CQC, para obtener la respuesta máxima elástica esperada correspondiente al efecto en conjunto de los diferentes modos de vibración empleados.

En cuanto al control de desplazamientos laterales y derivas, la norma Norma E.030 (RNE, 2018) indica que los desplazamientos obtenidos del análisis lineal y elástico, deberán ser multiplicado por 0.75R para el caso de estructuras regulares. Asimismo, la Norma E.030 (RNE,

2018), indica un límite máximo de derivas de entrepiso, para el caso de estructuras de edificios de concreto armado, la deriva máxima permitida es de 0.007. A continuación, se muestran las derivas máximas y promedios obtenidos a partir de la tabla de resultados del software ETABS.

Tabla 4.8

Derivas máximas y promedio en la dirección X-X con excentricidad negativa

Nivel	Casos	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
Techo 6	DERXXMY-	0.0026	0.0023	1.12
Techo 5	DERXXMY-	0.0028	0.0025	1.12
Techo 4	DERXXMY-	0.0029	0.0026	1.12
Techo 3	DERXXMY-	0.0027	0.0025	1.12
Techo 2	DERXXMY-	0.0022	0.0020	1.12
Techo 1	DERXXMY-	0.0011	0.0010	1.10

Tabla 4.9

Derivas máximas y promedio en la dirección X-X con excentricidad positiva

Nivel	Casos	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
Techo 6	DERXXMY+	0.0025	0.0024	1.05
Techo 5	DERXXMY+	0.0028	0.0026	1.05
Techo 4	DERXXMY+	0.0029	0.0027	1.06
Techo 3	DERXXMY+	0.0027	0.0026	1.06
Techo 2	DERXXMY+	0.0022	0.0021	1.07
Techo 1	DERXXMY+	0.0011	0.0011	1.07

Tabla 4.10

Derivas máximas y promedio en la dirección Y-Y con excentricidad negativa

Nivel	Casos	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
Techo 6	DERYYMX-	0.0035	0.0035	1.01
Techo 5	DERYYMX-	0.0042	0.0042	1.00
Techo 4	DERYYMX-	0.0048	0.0047	1.01
Techo 3	DERYYMX-	0.0049	0.0048	1.02
Techo 2	DERYYMX-	0.0041	0.0040	1.03
Techo 1	DERYYMX-	0.0018	0.0018	1.01

Tabla 4.11

Derivas máximas y promedio en la dirección Y-Y con excentricidad positiva

Nivel	Casos	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
Techo 6	DERYYMX+	0.0043	0.0034	1.25
Techo 5	DERYYMX+	0.0051	0.0041	1.25
Techo 4	DERYYMX+	0.0057	0.0046	1.25
Techo 3	DERYYMX+	0.0058	0.0047	1.24
Techo 2	DERYYMX+	0.0049	0.0039	1.24
Techo 1	DERYYMX+	0.0022	0.0018	1.24

A partir de los resultados en las tablas mostradas, las derivas máximas se encuentran por debajo del límite máximo establecido por la Norma E.030 (RNE, 2018) para estructuras de concreto armado 0.007. Por ende, se concluye que la estructuración propuesta cumple con los requisitos de la norma en cuanto a derivas.

4.7 Verificación de consideraciones iniciales

Verificación del sistema estructural:

Como se indicó previamente, la edificación ha sido considerada como un sistema estructural conformado principalmente por muros. Para ello, según la Norma E.030 (RNE, 2018) en el artículo 3.2.1, se indica que un sistema estructural estará definido como un sistema de muros estructurales si por lo menos el 70% de la fuerza cortante total es resistida por los muros estructurales. A continuación, se verifica el sistema estructural:

Tabla 4.12

Porcentajes de cortante basal dinámica resistida por las placas

Caso de carga	Elemento	V dinámico (ton)	V dinámico total (ton)	% Cortante
SISXXMY+	Placas	233.69	279.16	83.71%
SISXXMY-	Placas	213.30	254.64	83.76%
SISYYMX+	Placas	190.34	197.33	96.46%
SISYYMX-	Placas	201.64	208.89	96.53%

Como se puede observar, el porcentaje de fuerza cortante basal dinámica distribuido en las placas supera el 70%. En consecuencia, se concluye que la hipótesis adoptada respecto al sistema estructural basado en muros se encuentra debidamente comprobada $R = 6$.

Verificación de irregularidades

Irregularidad de piso blando

De acuerdo a la Norma E.030 (RNE, 2018), la irregularidad en piso blando se presenta cuando el valor de la rigidez de entrepiso es menor al 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles

adyacentes. A continuación, se presentan los resultados de la rigidez lateral de entrepiso de la estructura:

Tabla 4.13

Verificación de irregularidad por piso blando en X-X con excentricidad negativa

Nivel	Caso de carga	Rigidez lateral (tonf/m)	70% superior (ton/m)	80% promedio 3 pisos superiores (tonf/m)
Techo 6	DERXXMY-	43319.95	-	-
Techo 5	DERXXMY-	79596.87	1.84	-
Techo 4	DERXXMY-	105799.47	1.33	-
Techo 3	DERXXMY-	134452.51	1.27	1.76
Techo 2	DERXXMY-	184726.88	1.37	1.73
Techo 1	DERXXMY-	373052.01	2.02	2.63

Tabla 4.14

Verificación de irregularidad por piso blando en X-X con excentricidad positiva

Nivel	Caso de carga	Rigidez lateral (tonf/m)	70% superior (ton/m)	80% promedio 3 pisos superiores (tonf/m)
Techo 6	DERXXMY+	45049.88	-	-
Techo 5	DERXXMY+	83591.23	1.86	-
Techo 4	DERXXMY+	111525.95	1.33	-
Techo 3	DERXXMY+	141807.37	1.27	1.77
Techo 2	DERXXMY+	194687.51	1.37	1.73
Techo 1	DERXXMY+	389480.68	2.00	2.61

Tabla 4.15

Verificación de irregularidad por piso blando en Y-Y con excentricidad negativa

Nivel	Caso de carga	Rigidez lateral (tonf/m)	70% superior (ton/m)	80% promedio 3 pisos superiores (tonf/m)
Techo 6	DERYYMX-	24133.27	-	-
Techo 5	DERYYMX-	39256.99	1.63	-
Techo 4	DERYYMX-	47441.12	1.21	-
Techo 3	DERYYMX-	56248.93	1.19	1.52

Techo 2	DERYYMX-	74537.06	1.33	1.56
Techo 1	DERYYMX-	171176.09	2.30	2.88

Tabla 4.16

Verificación de irregularidad por piso blando en Y-Y con excentricidad positiva

Nivel	Caso de carga	Rigidez lateral (tonf/m)	70% superior (ton/m)	80% promedio 3 pisos superiores (tonf/m)
Techo 6	DERYYMX+	23446.67	-	-
Techo 5	DERYYMX+	37942.59	1.62	-
Techo 4	DERYYMX+	45719.50	1.20	-
Techo 3	DERYYMX+	54175.24	1.18	1.52
Techo 2	DERYYMX+	71803.54	1.33	1.56
Techo 1	DERYYMX+	165497.05	2.30	2.89

Se comprueba que, a partir de los resultados obtenidos, la estructura cumple con una rigidez de entrepiso mayor al 70% del entrepiso inmediato superior y mayor al 80% del promedio de los 3 niveles adyacentes. Este resultado, es lógico y esperado puesto que la estructura presenta sistemas continuos y la altura de entrepiso no varía de un nivel a otro. Estos resultados confirman que la consideración inicial fue correcta.

Irregularidad torsional

Según la norma E.030 (RNE, 2018), la estructura presenta irregularidad torsional cuando en cualquiera de las direcciones de análisis la deriva máxima de entrepiso excede en 1.3 veces la deriva promedio. En base a las ratios obtenidas a partir de las derivas máximas y promedios de entrepiso mostrados en las Tablas 4.8, 4.9, 4.10 y 4.11, se afirma que ninguna de estas supera el valor de 1.3. Por lo tanto, se afirma que la estructura no presenta irregularidad por torsión.

4.8 Amplificación de fuerzas sísmicas

De acuerdo a la Norma E.030 (RNE, 2018), el valor de la fuerza cortante dinámica no debe ser menor al 80% de la fuerza cortante estática para estructuras regulares y 90% para estructuras irregulares. En caso de que no se cumpla con este criterio, la cortante dinámica de diseño deberá ser escalada de tal modo que se cumpla con el valor mínimo. A continuación, se muestra los resultados de la cortante estática, dinámica y los factores de amplificación requeridos para ambas direcciones.

Tabla 4.17

Fuerzas cortantes del caso estático, dinámico y factor de escalamiento

Caso de carga	Sentido	C	V estática (ton)	V dinámico (ton)	80% V estática (ton)	V diseño (ton)	Factor de escalamiento
SISXXMY+	X	2.5	385.50	279.16	308.40	308.40	1.10
SISXXMY-	X	2.50	385.50	254.64	308.40	308.40	1.21
SISYYMX+	Y	1.77	272.92	197.33	218.34	218.34	1.11
SISYYMX-	Y	1.77	272.92	208.89	218.34	218.34	1.05

Como se puede apreciar, los factores de escalamiento son mayores a 1. Por lo tanto, en el modelo estructural del software ETABS, es necesario definir una combinación de sismo de diseño del tipo envolvente de fuerzas sísmicas, que considere las excentricidades positivas y negativas tanto en X-X y Y-Y con sus respectivos factores de escalamiento. Ello con el fin de proceder con el diseño estructural de los elementos estructurales.

4.9 Junta de separación sísmica

La norma E.030 (RNE, 2018), indica que toda la estructura debe estar distanciada una longitud mínima S , desde el nivel del terreno natural, respecto a las edificaciones adyacentes.

Asimismo, esta indica las siguientes reglas para obtener la distancia mínima de separación s :

- Mayor a los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos inelásticos de los edificios adyacentes o el valor de $s = 0.006 h \geq 0.03 m$.
- Para la separación al límite de propiedad a una altura h , la edificación debe separarse la menor distancia entre los $2/3$ del desplazamiento inelástico del propio edificio y $s/2$. En el caso que el edificio existente no haya dejado la junta, el edificio nuevo deberá dejar la junta de separación necesaria entre ambos

Para el proyecto, se considerará el desplazamiento máximo en la dirección Y-Y por ser el más desfavorable. Asimismo, se asume que las edificaciones adyacentes si cuentan con su junta sísmica reglamentaria.

$$s = 0.006 \cdot 18 = 0.108 m \rightarrow \frac{s}{2} = 0.054 m$$

$$\text{desplazamiento máximo} = 0.083 \rightarrow \frac{2}{3} \cdot 0.083 = 0.055 m$$

En conclusión, se coloca una junta sísmica igual a 10 cm para la edificación, con este valor se está siendo muy conservador al redondear a un valor superior múltiplo de 5cm.

Capítulo 5: Diseño de Losas

5.1 Losas aligeradas

Las losas aligeradas son muy comunes en nuestro medio. En este tipo de losas nervadas existe una unión monolítica entre viguetas, espaciadas cada 40 cm, y una losa delgada en la parte superior. En la parte inferior, los vacíos entre viguetas son llenadas con ladrillos de arcilla. Este sistema transmite las cargas a las vigas y promueve que los elementos estructurales trabajen en conjunto frente a los sismos, permitiendo que tanto las placas y columnas se deformen de manera uniforme en el mismo nivel. Las losas deben diseñarse adecuadamente para resistir las demandas por flexión simple y cortante. Al no participar directamente en la resistencia sísmica, su diseño va estar regido por la combinación última de cargas de gravedad indicados por la Norma E.060 (RNE, 2009).

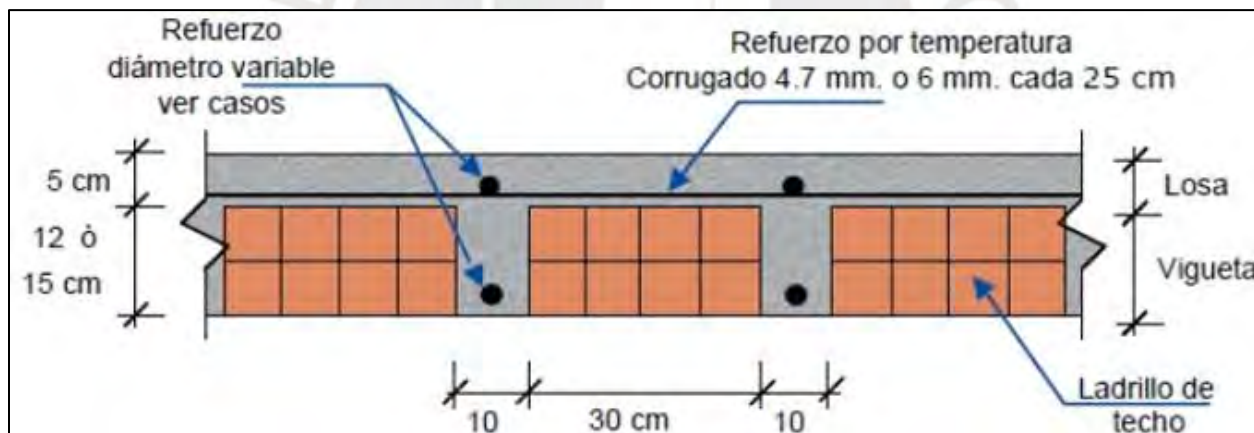


Figura 5.1 Aligerado convencional empleado en nuestro medio

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

5.1.1 Diseño por flexión

Se empleará el diseño por resistencia desarrollado en capítulos previos. En este sentido, se adopta un factor de resistencia a la flexión $\phi = 0.9$. La vigueta típica del proyecto tiene forma de T y un peralte de 17 cm, un ancho de ala de 40 cm, un espesor de losa de 5 cm y un alma de 10 cm

de ancho. Con esta configuración geométrica, para momentos negativos, el ancho del bloque de compresiones será de 10 cm, mientras que, para momentos positivos, el ancho del bloque de compresiones será 40 cm. En este último, se debe asegurar que el bloque de compresiones se encuentre dentro de los 5 cm del ala de la viga.

A continuación, se presenta las fórmulas para determinar la resistencia nominal de una sección rectangular de concreto armado:

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

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

Donde:

b = Ancho de la sección

d = Peralte efectivo

a = Altura del bloque de compresión

A_s = Acero requerido

b_w = Ancho de la sección en compresión

Posteriormente, aplicando el diseño por resistencia, se sustituye el momento nominal M_n , en función del momento último M_u y el factor de reducción. Con ello, mediante el despeje de ecuaciones, se obtiene la expresión para a (profundidad del bloque equivalente de compresiones), el cual también nos va ser útil para determinar el acero requerido de la sección.

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

$$A_s = \frac{|Mu|}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

Por otro lado, la Norma E.060, en su artículo 10.5.1, indica que el acero mínimo de una sección a tracción será tal que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$.

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

Donde:

f_r = Módulo de ruptura del concreto

I_g = Momento de inercia centroidal de la sección bruta

Y_t = Distancia del eje centroidal de la sección hasta la fibra extrema en tracción

Para el caso de secciones rectangulares y de secciones en T con el ala en compresión, el área mínima de refuerzo por tracción estará dada por:

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

Finalmente, la Norma E.060, en su artículo 10.34.4, indica que el refuerzo máximo de la sección no deberá exceder de 0.75 del área de acero balanceado. La falla balanceada para una sección con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ se presenta cuando $\epsilon_{cu} = 0.003$ y $\epsilon_s = 0.0021$. En este sentido, se tiene lo siguiente:

$$\frac{Cb}{d} = 0.588$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot A_{sec}}{f_y}$$

Donde:

Cb = Altura de la zona en compresión en condición balanceada

$Asec$ = Área de la sección del bloque en compresión

Asb = Área de acero balanceado

5.1.2 Diseño por cortante

De acuerdo a lo establecido en la Norma E.060 (RNE, 2009), la sección de concreto de las losas aligeradas debe ser capaz de resistir la totalidad de la fuerza cortante última de diseño, ya que en este tipo de elementos no se dispone de refuerzo transversal (estribos). La resistencia de diseño del concreto viene dada por la siguiente expresión:

$$\phi Vc \geq Vu$$

$$Vc = 1.1 \cdot \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

En este contexto, la resistencia a corte ϕVc debe superar a la fuerza cortante última Vu ubicado a d desde la cara de los apoyos. En caso de no cumplirse esta condición, se podrá considerar la implementación de ensanches alternados (ancho de la sección 25 cm) o continuos (ancho de la sección 40 cm). Esto consiste en reemplazar los ladrillos por concreto para incrementar la resistencia a corte de la sección.

5.1.3 Corte del acero

El corte de acero de refuerzo por flexión se realizará considerando el punto teórico obtenido del diagrama de momento flector de cada vigueta analizada. A dicha longitud teórica, se le adicionará una distancia de desarrollo adicional equivalente al menor valor entre el peralte efectivo de la sección d o $12 db$, donde db es el diámetro de la varilla longitudinal empleada.

5.1.4 Control de deflexiones

La Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 9.6, establece que los elementos de concreto armado sometidos a flexión deben diseñarse con una rigidez suficiente para limitar deformaciones que puedan comprometer la resistencia o el desempeño estructural bajo cargas de servicio. Asimismo, el artículo 6.2.1 de la misma norma propone espesores mínimos para elementos armados en una dirección, basados en sus condiciones de apoyo, con el fin de evitar la verificación manual de deflexiones.

Tabla 5.1

Peralte o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección

Elemento	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

5.1.5 Ejemplo de diseño de losa aligerada

A continuación, se realizará el diseño estructural de la vigueta típica presente entre los ejes 1-1 y 2-2, su metrado fue elaborado considerando un ancho efectivo de 40 cm. Seguidamente, se realizó el modelo estructural en el Software, del cual se obtuvo los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes para la combinación de carga $1.4CM + 1.7CV$.

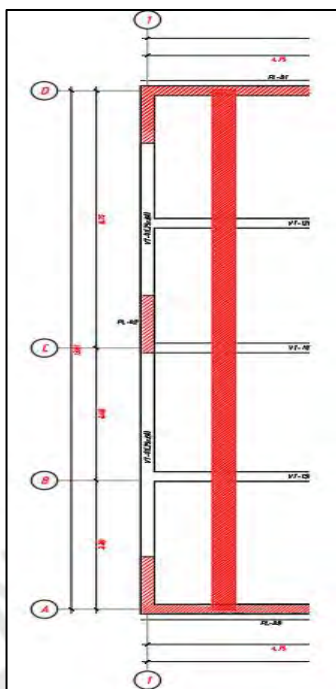


Figura 5.2 Vigueta típica entre los ejes 1-1 y 2-2

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 0.27 \cdot 0.4 = 0.108 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \cdot 0.4 = 0.04 \text{ ton/m}$$

$$CM = p. \text{ propio} + p. \text{ terminado} = 0.148 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga puntual de tabiquería} = 1.8 \cdot 0.1 \cdot (3 - 0.17) \cdot 0.4 = 0.208 \text{ ton}$$

Carga viva

$$CV = 0.2 \cdot 0.4 = 0.08 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{servicio}} = 0.228 \text{ ton/m}, W_u = 0.343 \text{ ton/}$$

Diseño por flexión

Con las cargas vivas y muertas ingresadas al modelo estructural de la vigueta. A continuación, se presenta el diagrama de momentos flectores a partir del cual se realizó el diseño por flexión y se determinaron los refuerzos requeridos en cada tramo de la vigueta. En este último, se comprobó también que la altura del bloque de compresiones sea menor al espesor del ala de la vigueta 5cm.

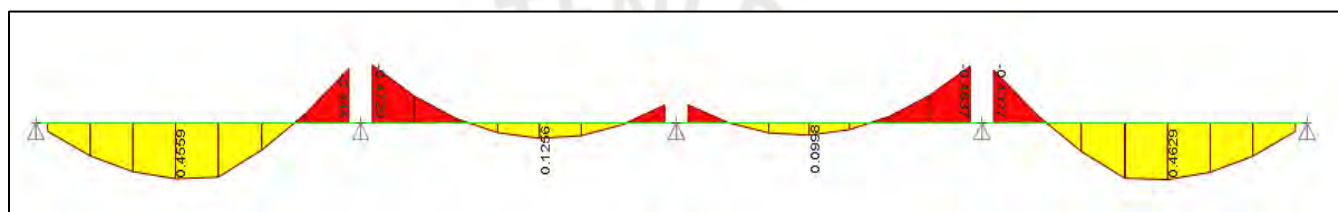


Figura 5.3 Diagrama de momentos flectores de la vigueta de diseño

Tabla 5.2

Cálculo del acero de refuerzo por flexión de la vigueta de diseño

	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		Tramo 4	
	+	-	-	+	-	-	+	-	-	+
Mu (ton.m)	0.46	0.44	0.47	0.13	0.15	0.15	0.10	0.46	0.43	0.46
b (cm)	40.00	10.00	10.00	40.00	10.00	10.00	40.00	10.00	10.00	40.00
d (cm)	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
a (cm)	0.52	2.12	2.27	0.15	0.68	0.68	0.11	2.22	2.06	0.52
a < 5cm	Cumple	-	-	Cumple	-	-	Cumple	-	-	Cumple
As requerido (cm ²)	0.89	0.90	0.97	0.25	0.29	0.29	0.19	0.94	0.88	0.89
As elegido	2Ø3/8"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	2Ø3/8"
As instalado (cm ²)	1.42	1.29	1.29	0.71	0.71	0.71	0.71	1.29	1.29	1.42
a (cm)	0.84	3.04	3.04	0.42	1.67	1.67	0.42	3.04	3.04	0.84
ØMn(ton.m)	0.73	0.61	0.61	0.37	0.35	0.35	0.37	0.61	0.61	0.73

De la tabla anterior, se debe verificar el acero máximo y mínimo que se puede instalar en la sección. En este sentido, en base a las ecuaciones anteriormente mencionadas, se puede determinar

Como se puede apreciar en la tabla 5.3, el valor de ϕV_c es mayor que todas las fuerzas cortantes presentes en la vigueta diseñada. Por lo tanto, no es necesario colocar ensanches.

Refuerzo por contracción y temperatura

El refuerzo por temperatura se realizará por un metro de ancho considerando una losa superior de 5 cm de espesor:

$$A_{s_T} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Empleando varillas de 1/4" con un área de sección 0.32 cm^2 se tiene lo siguiente:

$$s = \frac{0.32}{0.9} = 0.35 \text{ m} > 0.25 \text{ m}$$

Se colocarán varillas por temperatura de $\emptyset 1/4" @ 0.25 \text{ m}$.

Finalmente, con los aceros de refuerzo propuestos se tiene la siguiente distribución final de la vigueta:

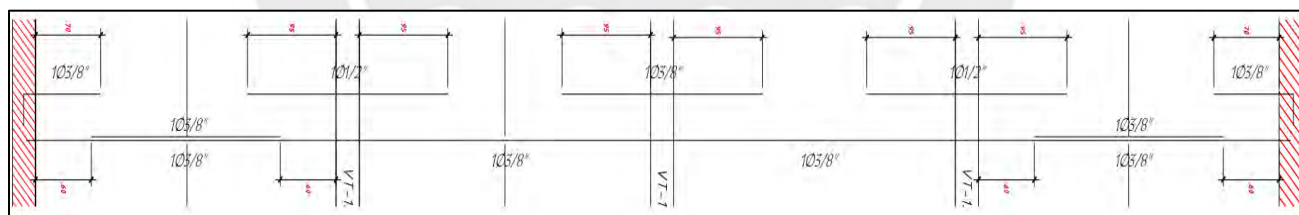


Figura 5.5 Esquema de distribución de acero de vigueta entre ejes 1-1/2-2

5.2 Losas Macizas

Las losas macizas son ampliamente empleadas en construcción por ofrecer un espesor reducido y aumentar la rigidez del diafragma estructural, facilitando además el paso de instalaciones como tuberías. La Norma E.060 (RNE, 2009) contempla para su diseño bidireccional el método directo y el método de coeficientes, aunque estos procedimientos están restringidos principalmente a losas de geometría rectangular.

En este sentido, en el proyecto se ha optado por realizar el análisis estructural de las losas macizas mediante el método de elementos finitos debido a que no existen del todo formas rectangulares. Asimismo, el diseño solo se realizará con la combinación $1.4CM + 1.7 CV$, puesto que, los efectos de sismo en estas losas son despreciables.

5.2.1 Diseño por flexión

El diseño del refuerzo por flexión de la losa maciza se realiza considerando secciones de un metro de ancho. Asimismo, la Norma E.060 (RNE, 2009), restringe la cuantía de acero mínima de la sección del siguiente modo:

$$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

Malla inferior: $As_{min}^+ = 0.0012 \cdot b \cdot h$ y malla superior $As_{min}^- = 0.006 \cdot b \cdot h$. Con esta información, posteriormente se puede determinar el espaciamiento del acero de la siguiente forma:

$$s = \frac{Av}{As}$$

Donde:

Av = Área de la sección de la varilla empleada

As = Área de acero requerido

Para el proyecto se empleará losas macizas de 17 cm con el fin de uniformizar todos los espesores de las losas del proyecto. En este sentido, se tiene:

$$As_{min}^+ = 0.0012 \cdot 100 \cdot 17 = 2.04 \text{ cm}^2/m$$

$$As_{min}^- = 0.0012 \cdot 100 \cdot 17 = 1.02 \text{ cm}^2/m$$

Empleando refuerzos de $\varnothing 8\text{mm}$ y $\varnothing 6\text{mm}$ para la malla inferior y superior respectivamente se tiene lo siguiente:

$\varnothing 8\text{mm}@0.20 \text{ m}$ (malla inferior)

$\varnothing 6\text{mm}@0.20 \text{ m}$ (malla superior)

5.2.2 Diseño por cortante

El diseño por cortante de las losas macizas se realizará de manera similar al procedimiento empleado para losas aligeradas, con la diferencia de que no se considerará el incremento del 10% en la resistencia que establece la Norma E.060 (RNE, 2009), en caso de que la losa no cumpla con la resistencia requerida frente a las solicitaciones de corte, será necesario incrementar el espesor de la losa o aumentar la resistencia a la compresión.

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

5.2.3 Ejemplo de diseño de losa maciza

Se realizará el diseño de la losa maciza ubicada en la garganta de la estructura, el cual está conformada por la losa maciza en la zona de ascensor y escalera. Para ello, se incluyeron las siguientes cargas previamente metradas:

$$CM = 0.408 + 0.1 + 0.03 = 0.538 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{servicio} = 0.738 \text{ ton/m}^2, W_u = 1.09 \text{ ton/m}^2$$

Diseño por flexión:

Para la combinación última $1.4CM + 1.7CV$ se obtuvo el diagrama de momentos flectores sobre las losas en ambas direcciones de análisis. A continuación, se muestran estos resultados:

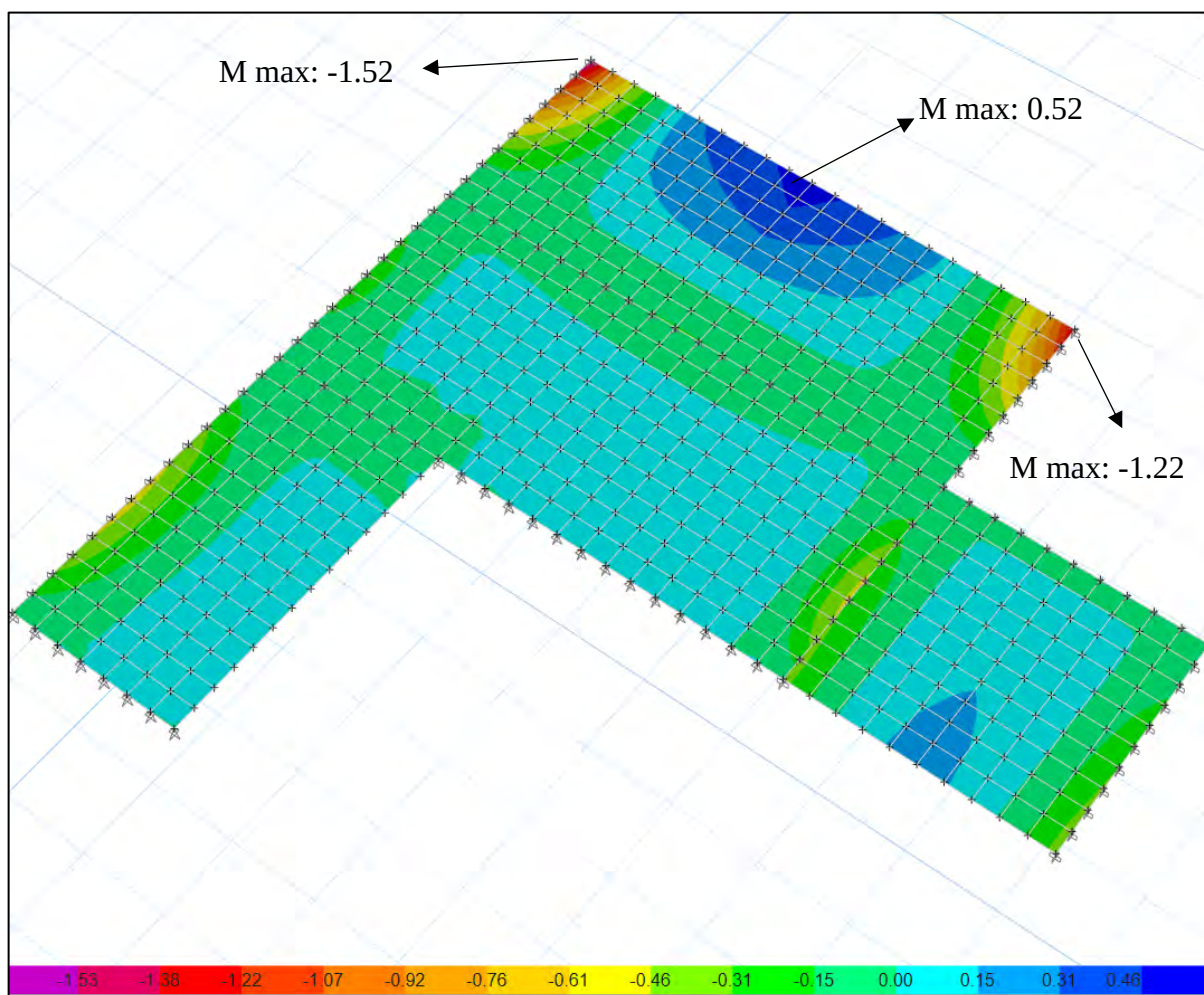


Figura 5.6 Diagrama de momento flector de la losa alrededor de X-X

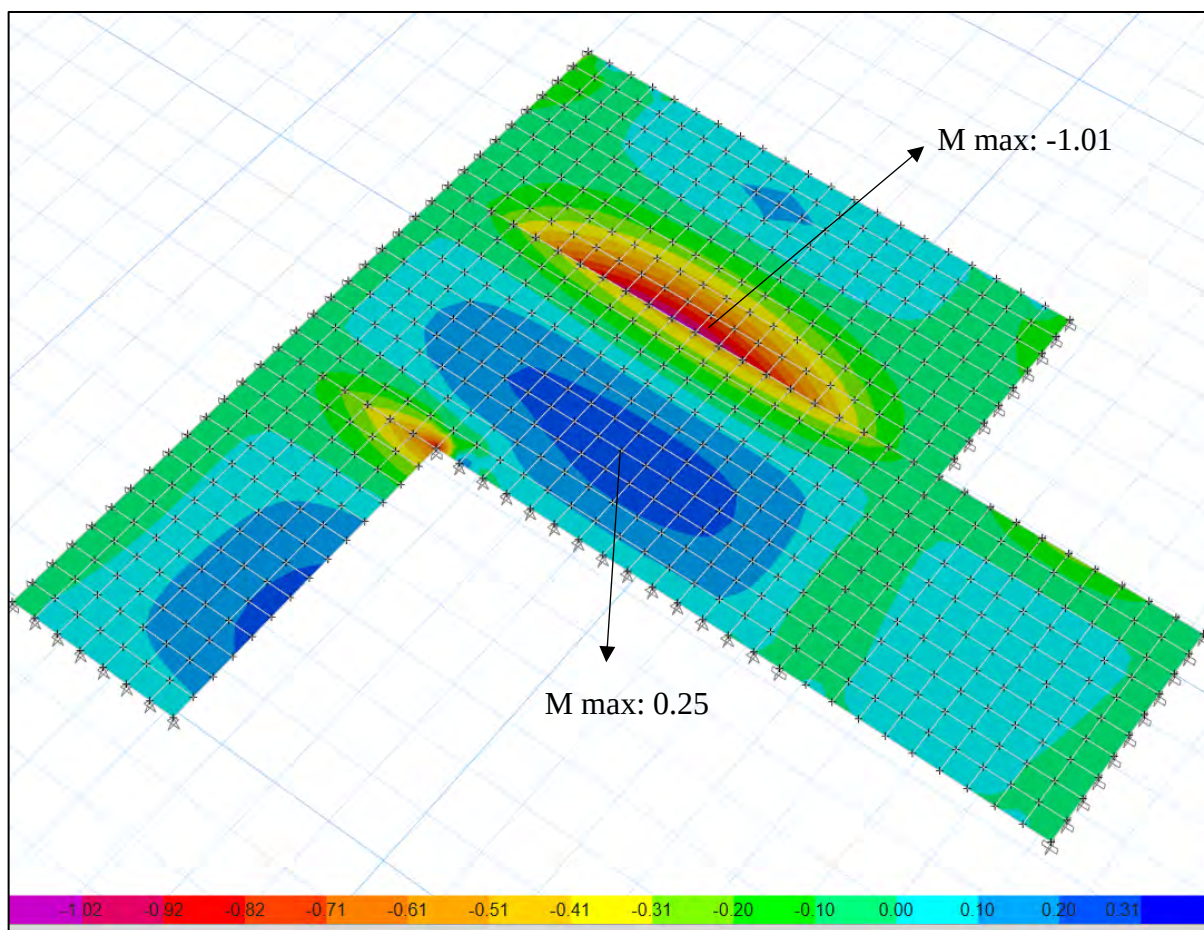


Figura 5.7 Diagrama de momento flector de la losa alrededor de Y-Y

Para los paños de las losas macizas se han colocado mallas en ambas direcciones, una superior de $\varnothing 6\text{mm}@0.20$ y una inferior de $\varnothing 8\text{mm}@0.20$. Con estas mallas corridas la losa tiene una resistencia a la flexión de $\varnothing Mn (-) = 0.73 \text{ ton.m}$ y $\varnothing Mn (+) = 1.29 \text{ ton.m}$. En las zonas donde se sobrepasen estos valores, será necesario incluir bastones adicionales a las mallas corridas hasta que $\varnothing Mn \geq M$.

Tabla 5.4

Cálculo del refuerzo por flexión de la losa maciza

	X-X +	X-X -	Y-Y +	Y-Y -
Mu (ton.m)	0.52	1.52	0.25	1.01
Varilla mínima	Ø8mm@0.20	Ø6mm@0.20	Ø8mm@0.20	Ø6mm@0.20
ØMn (ton.m) As mínimo	1.29	0.73	1.29	0.73
Elección	Ø8mm@0.20	Ø6mm@0.20 + Ø8mm@0.25	Ø8mm@0.20	Ø6mm@0.20 + Ø6mm@0.25
As colocado (cm ² /m)	2.50	3.40	2.50	2.52
ØMn (ton.m) Instalado	1.29	1.75	1.29	1.30

De los resultados, se puede apreciar que existen zonas en las que la malla mínima no es suficiente. Esto se aprecia especialmente en la zona de los apoyos con los momentos negativos. Por ello, para cumplir con las solicitudes se incluyen bastones. Por otro lado, en las zonas intermedias de los paños, el acero mínimo es suficiente para cubrir con los momentos positivos.

Diseño por cortante:

Para la verificación del diseño por fuerza cortante, se utilizó el modelo de la losa maciza en ETABS, donde se verificó que la fuerza cortante última V_u sea menor o igual a la resistencia a la fuerza cortante de la losa ϕV_c . A continuación, se muestran los diagramas de fuerza cortante en las direcciones de análisis.

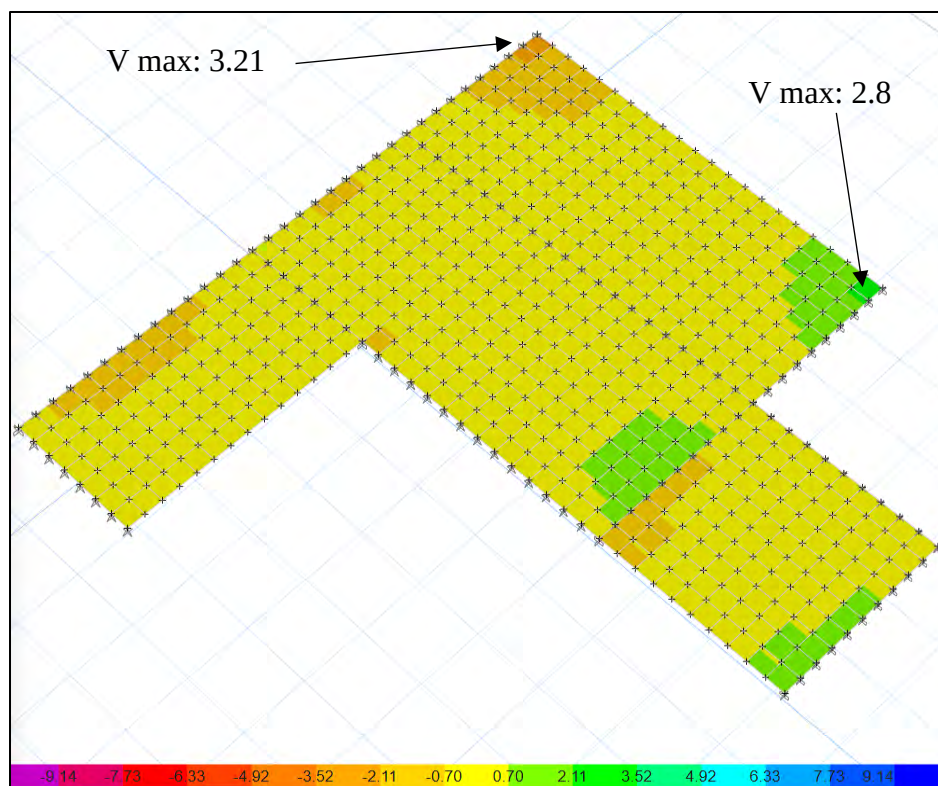


Figura 5.9 Diagrama de fuerza cortante en la dirección del eje X-X

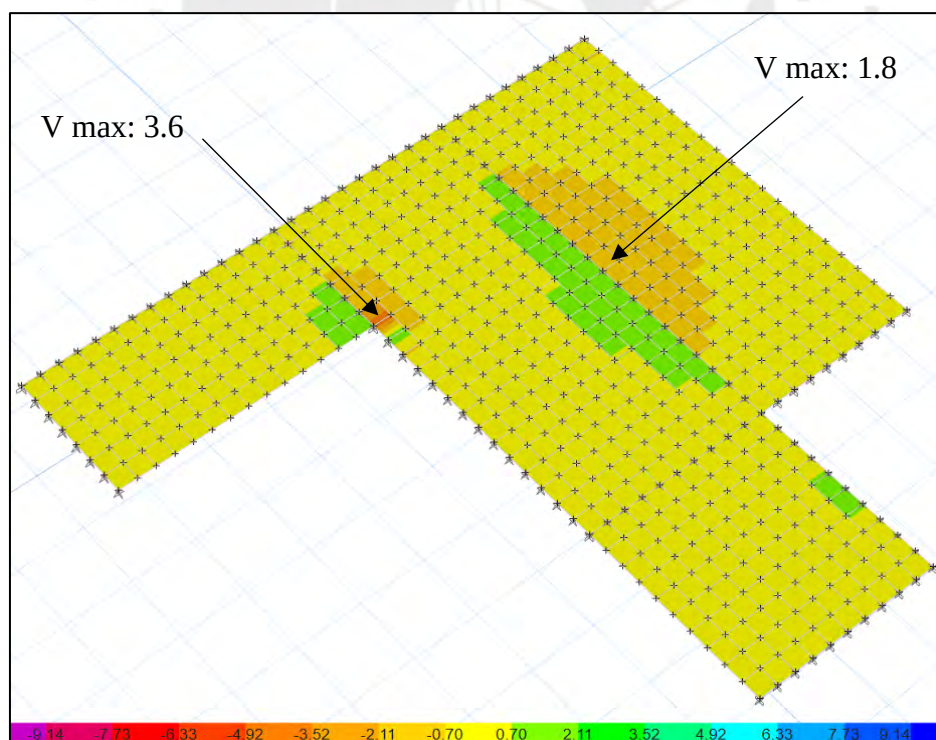


Figura 5.8 Diagrama de fuerza cortante en la dirección del eje Y-Y

La resistencia de la fuerza cortante de la losa maciza por metro lineal está dada por:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 14 = 9.14 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar en los diagramas de fuerza cortante, en ninguna zona se supera la resistencia a cortante de la sección, por ende, se cumple con lo solicitado. A continuación, se muestra el diseño final de la losa maciza.

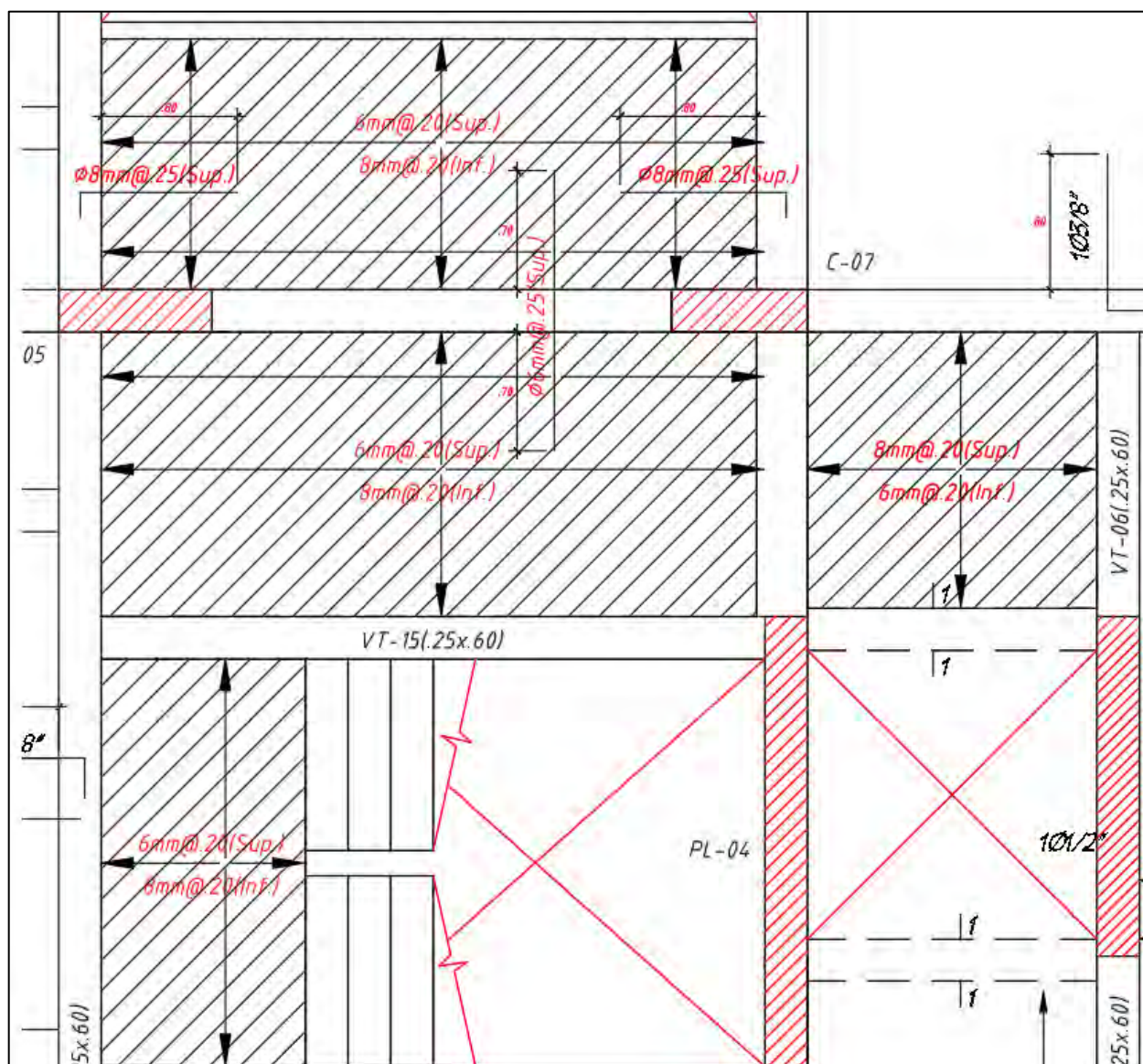


Figura 5.10 Presentación de diseño final de losa maciza en zona de escalera y ascensor

Capítulo 6: Diseño de Vigas

Las vigas son elementos estructurales encargados de recibir las cargas provenientes de las losas, las cuales transfieren posteriormente a otras vigas, columnas o placas. Con estas vigas se conforman los pórticos estructurales, entendidos como el conjunto de vigas, columnas y placas interconectadas a lo largo de un eje de la edificación. Estos sistemas tienen como función principal resistir los esfuerzos horizontales generados por la acción sísmica y aportar la rigidez lateral al edificio. En este sentido, las combinaciones de carga a tomar en consideración de acuerdo a la Norma E.060 (RNE, 2009), son las siguientes:

$$U_1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U_2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U_3 = 0.9CM \pm CS$$

Para determinar los momentos y cortantes debido a las cargas de gravedad, estos podrán obtenerse mediante el modelo integrado de todo el edificio o de acuerdo a la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 8.3.3, estos podrán ser obtenidos de un modelo en la que las columnas pueden considerarse empotradas en los extremos lejanos de ambos entrepisos. En este sentido, el método a utilizar va depender si los resultados del modelo integrado son coherentes con el comportamiento esperado. En contraste, las cargas sísmicas serán obtenidas a partir del modelo tridimensional de análisis sísmico de la estructura. Finalmente, con los resultados de las combinaciones de carga, se procederá a generar la envolvente de diseño, el cual consiste en obtener el conjunto de valores máximos de momento flector y fuerza cortante que actúan sobre los elementos estructurales.

6.1 Diseño por flexión

Al igual que el diseño a flexión de las losas aligeradas y losas macizas, las vigas deben cumplir con la filosofía del diseño por Resistencia, el momento resistente de la sección debe ser mayor o igual que el actuante $\phi Mn \geq Mu$. A continuación, se presentan algunas expresiones empleadas para el diseño:

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

$$As \cdot fy = 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

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

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

Donde:

b = Ancho de la sección

d = Peralte efectivo

a = Altura del bloque de compresión

As = Acero requerido

b_w = Ancho de la sección en compresión

Asimismo, en el artículo 10.5.1 de la Norma E.060 (RNE, 2009), se indica que el refuerzo mínimo empleado para elementos sometidos a flexión está dado por:

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

Por otro lado, el refuerzo máximo de una sección va estar dado por la siguiente expresión, siempre y cuando, se cumpla que las deformaciones unitarias $\varepsilon_{cu} = 0.003$ y $\varepsilon_s = 0.0021$.

$$\frac{C_b}{d} = 0.588$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot A_{sección}}{f_y}$$

$$A_{max} = 0.75 \cdot A_{sb}$$

Finalmente, con el fin de que la estructura presente un comportamiento dúctil y adecuado frente a las solicitaciones sísmicas. La norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 21.4.4, brinda ciertos criterios con respecto al refuerzo por flexión:

- Deberá existir un refuerzo continuo a lo largo de la viga, el cual deberá estar constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, ello como requisito mínimo.
- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona ubicada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo en la misma cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección de la viga debe ser mayor de un cuarto de la máxima resistencia en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\phi Mn_{nudo}^+ \geq \frac{1}{3} \phi Mn_{nudo}^-$$

$$\phi Mn_{cualquier\ secci3n}^+ > \frac{1}{4} \phi Mn_{max\ nudo}^-$$

6.2 Corte del refuerzo por flexi3n

Una vez determinado el refuerzo requerido por flexi3n, se procede a definir las varillas que se extender3n longitudinalmente a lo largo de la viga. Para ello, se debe realizar el corte de los refuerzos adicionales seg3n la distribuci3n de momentos. La Norma E.060 (RNE, 2009), en su art3culo, 12.11, establece criterios para el anclaje, la longitud de desarrollo y la continuidad del refuerzo en vigas de concreto armado:

- El refuerzo adicional, debe extenderse m3s all3 del punto te3rico donde ya no es requerido, una distancia no menor al mayor valor entre d y $12db$, excepto en las zonas simplemente apoyadas y extremo libre de voladizos.
- Cuando existan dos o m3s bastones, el refuerzo que contin3a debe presentar una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo, luego del punto donde el refuerzo cortado no es necesario.
- 1/3 del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo.
- El refuerzo para momento negativo, debe anclarse en el apoyo una longitud embebida acorde a su di3metro.

6.3 Dise3o por cortante

Usualmente, las fuerzas cortantes actuantes sobre las vigas, superan significativamente la capacidad a resistencia del concreto a corte. Por este motivo, en la mayor3a de los casos es

necesario el uso de refuerzo por cortante, por ello se emplean estribos. A continuación, se muestran las expresiones para determinar la resistencia que aporta el concreto a corte y la resistencia que aporta la distribución de estribos.

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

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

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

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

A partir de las expresiones mostradas, A_v representa el área del refuerzo por corte dentro del espaciamiento s . En este sentido, A_v va ser igual a dos veces el área de la varilla utilizada para dicho refuerzo por corte, ello debido a que las dos ramas del estribo aportan en la resistencia a corte. Por otro lado, la Norma E.060, indica que la resistencia máxima que aporta el acero usado para estribos $V_{s_{max}}$, no deberá ser menor que V_s , de no cumplirse con lo anterior, va ser necesario incrementar la resistencia del concreto o cambiar las dimensiones de la sección.

$$V_s < V_{s_{max}} = 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

El espaciamiento máximo se dará bajo las siguientes condiciones:

$$V_s \lim = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$si, \quad \left\{ \begin{array}{ll} V_s \leq V_s \lim, & S_{max, \min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = 26 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} \\ V_s \geq V_s \lim, & S_{max, \min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} = 13 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

Por otro lado, para vigas con responsabilidad sísmica, la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 21.4.4.4, propone requerimientos mínimos de espaciamiento, que son los siguientes:

- Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro.
- La zona de confinamiento debe extenderse desde la cara del apoyo hasta una distancia igual a $2h$, donde h es la altura de la viga (60 cm). En esta zona, el espaciamiento de los estribos se considera como máximo: $d/4$ (13 cm) (no es necesario que sea menor de 10 cm), 10 veces el diámetro del acero longitudinal con menor diámetro, 24 veces el diámetro del estribo (22.8 cm) y 30 cm.

Finalmente, el espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento debe ser por lo menos $0.5d$ (26 cm).

6.4 Diseño por capacidad

La Norma E.060, exige que la capacidad a fuerza cortante de la viga, sea tal que el elemento pueda mantenerse estable bajo cargas de gravedad, luego de alcanzar un estado inelástico. El cortante aproximado se asocia a los máximos momentos probables que proveen los refuerzos longitudinales más 1.25 veces el cortante isoestático debido a las cargas de gravedad actuantes.

$$V_u = \frac{(M_{pr_{IZQ}} + M_{pr_{DER}})}{l_n} + 1.25 V_{isostático}$$

Donde:

$M_{pr_{IZQ}}$ y $M_{pr_{DER}}$ = Momentos nominales probables en extremo izquierdo y derecho de la viga. Para sistemas de muros, se considera como M_n .

l_n = Luz libre de la viga

1.25 *Visostático* = Cortante isostático por cargas de gravedad en la viga

Por otro lado, la Norma E.060 (RNE, 2009), indica que la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que el menor valor entre el cálculo por capacidad y el resultado de la envolvente que amplifica las fuerzas de sismo por 2.5, 1.25 ($CM + CV$) + 2.5*S*.

6.5 Control de deflexiones

Al igual que en las losas aligeradas, la Norma E.060 (RNE, 2009), establece peraltes mínimos a partir de los cuales no es necesario realizar el cálculo detallado de las deflexiones. En tal sentido, se verificarán los peraltes de las vigas presentes en el edificio, tomando como referencia los valores mínimos indicados en la Tabla 5.1 mostrado en el capítulo correspondiente al diseño de las losas aligeradas.

6.6 Control de fisuración

Una vez que la viga entra en servicio, comienzan a desarrollarse fisuras por esfuerzos de flexión, las cuales deben ser controladas para preservar tanto la estética como la integridad estructural. En este contexto, la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 9.9.3, establece el factor *Z* como criterio para limitar el ancho de fisura, el cual no debe exceder los 26 000 kgf/cm. Dicho parámetro se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 \cdot d \cdot A_s}$$

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot y_s \cdot b}{N \text{ de barras}}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo del acero (kg/cm²) en condiciones de servicio.

d_c = Espesor del recubrimiento (cm) desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra más cercana.

A_{ct} = Área efectiva del concreto en tracción (cm²) dividida entre el número de barras equivalentes, en caso existan diversos diámetros.

y_s = Centroide del refuerzo principal por tracción

6.7 Empalmes por traslape de refuerzo

En todos los elementos estructurales, se debe asegurar un correcto empalme del acero de refuerzo, para que se comporten como una sola y cumplan con el desempeño estructural previsto. Para ello, la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 12.16, establece criterios de empalmes por traslape en tracción y compresión. A continuación, se muestra ello:

Tabla 6.1

Empalmes por traslape en tracción según la Norma E.060 (RNE, 2009)

As instalado/as requerido	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida	
	50%	100%
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

Donde:

Clase A $\rightarrow l_{min} = 1.0 l_d$

Clase B $\rightarrow l_{min} = 1.3 d$

Clase A y clase B $\rightarrow l_{min} = 30 \text{ cm}$

l_d = Longitud de desarrollo en tracción

Cuando se analiza el diagrama de momentos flectores debido a cargas de gravedad, se puede observar que los momentos máximos ocurren en los extremos cercanos a los apoyos (parte superior) y en el centro del tramo (parte inferior). Por ello, es recomendable empalmar los refuerzos inferiores cerca a los apoyos y los refuerzos superiores en la zona central puesto que los esfuerzos son menores.

Por otro lado, cuando las vigas presenten responsabilidad sísmica, estos van a presentar diagramas en forma de corbata al generar su envolvente de combinaciones de carga. Por tal motivo, los momentos positivos y negativos crecen en la cercanía de los apoyos, pero en la parte central estos se reducen. Por tal motivo, se sigue manteniendo la recomendación de empalmar refuerzos superiores en la parte central de la viga. Por otro lado, será conveniente empalmar los refuerzos inferiores en una zona intermedia entre la zona central y la zona externa junto al apoyo. A continuación, se explica gráficamente lo indicado por Blanco (1994).

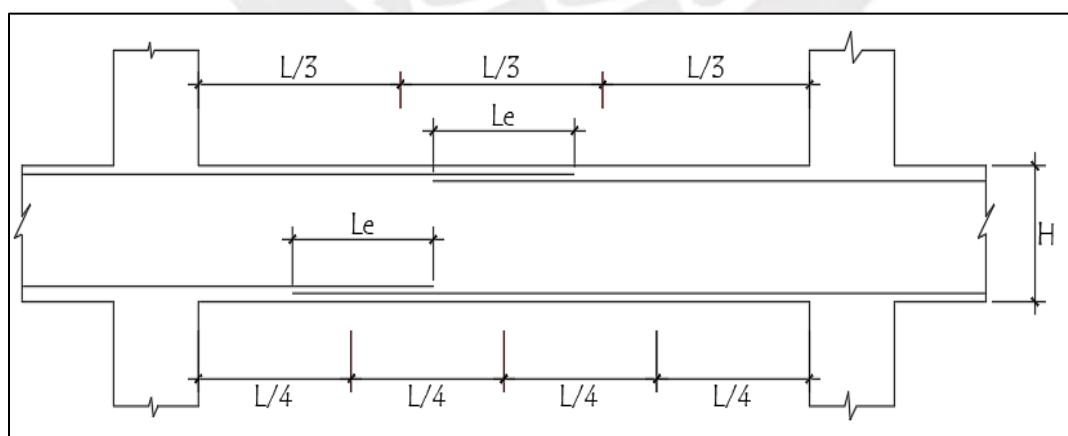


Figura 6.1 Empalmes traslapados. Adaptado de Blanco (1994)

Tabla 6.2

Longitudes de empalme por traslape (L_e). Adaptado de Blanco (1994)

VALORES DE L_e			
ϕ	Refuerzo inferior (m)	Refuerzo superior (m)	
	H cualquiera	H<30 cm	H>30 cm
3/8"	0.40	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.5
5/8"	0.50	0.45	0.6
3/4"	0.6	0.55	0.75
1"	1.15	1.00	1.3

6.8 Ejemplo de diseño de vigas peraltadas

A continuación, se muestra la viga a diseñar VT-01(0.25X0.6) del piso típico, el cual se encuentra ubicado en el eje 1-1.

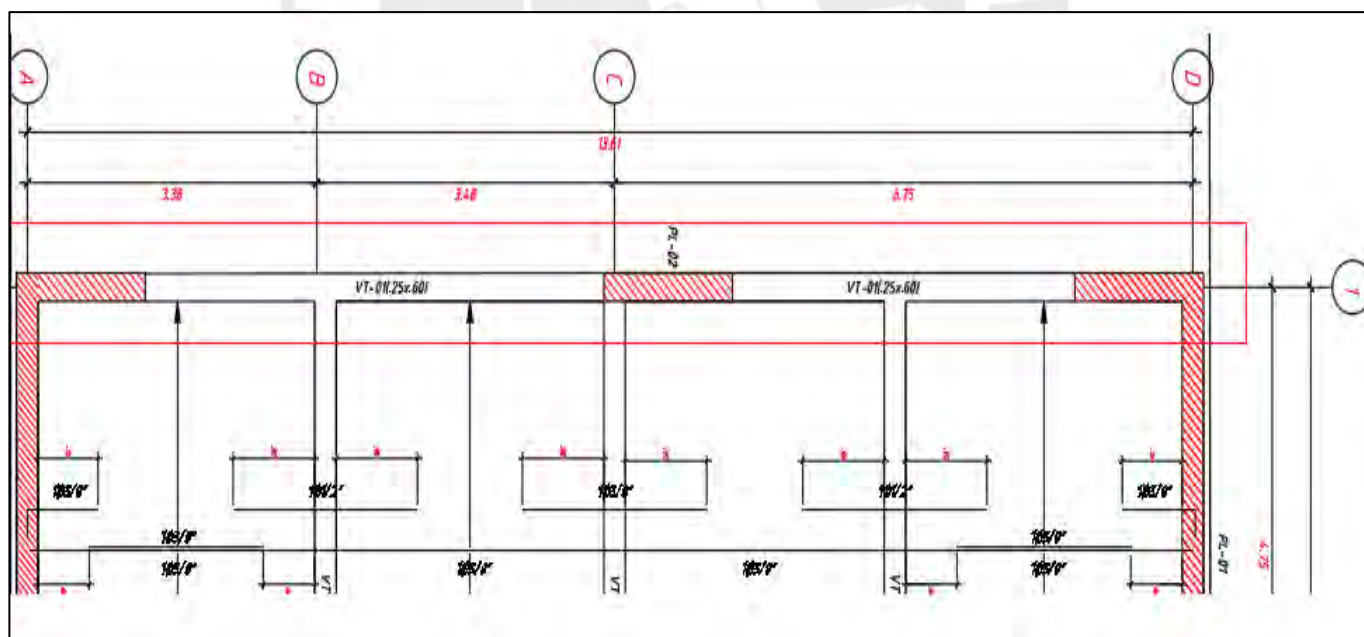


Figura 6.2 Viga de diseño seleccionada VT-01 en eje 1-1

Diseño por flexión

A continuación, se muestra el diagrama de momento flector de todas las combinaciones de diseño para la VT-01. Para ello, se ha empleado el modelo global para determinar tanto las cargas de gravedad como las de sismo.

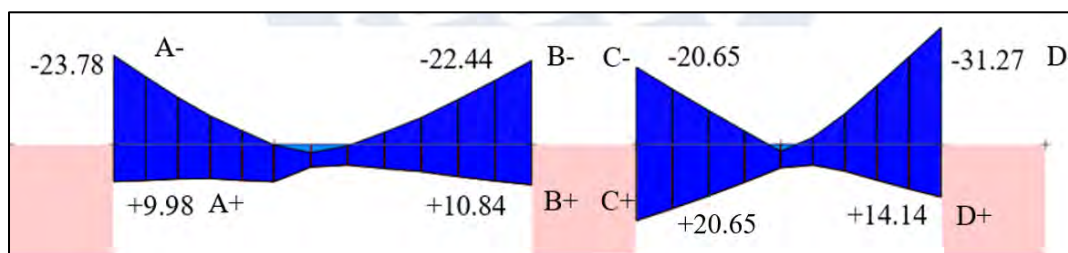


Figura 6.3 Diagrama de envolvente por flexión (ton.m)

Para realizar el diseño por flexión simple, en primer lugar, se determinan el área de refuerzo longitudinal mínimo y máximo para la sección de estas vigas con las siguientes expresiones:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 52}{4200} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.75 \cdot \frac{0.85 \cdot 210 \cdot 0.58 \cdot 52 \cdot 0.85 \cdot 25}{4200} = 20.72 \text{ cm}^2$$

A partir de los resultados obtenidos anteriormente, se calculan los aceros requeridos analizando los valores máximos de momento flector, los cuales hacen referencia a los puntos A, B, C, D.

Tabla 6.3

Cálculo del refuerzo por flexión requerido para la VT-01 (25X60) del piso típico

	TRAMO 1				TRAMO 2			
	A-	A+	B-	B+	C-	C+	D-	D+
b (cm)	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
h (cm)	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
d (cm)	52.00	52.00	52.00	52.00	52.00	52.00	52.00	52.00
As min (cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
cb (cm)	30.59	30.59	30.59	30.59	30.59	30.59	30.59	30.59
Asb (cm ²)	27.63	27.63	27.63	27.63	27.63	27.63	27.63	27.63
As max (cm ²)	20.72	20.72	20.72	20.72	20.72	20.72	20.72	20.72
Mu (ton.m)	23.78	9.98	22.44	10.84	20.65	20.65	31.27	14.14
a (cm)	13.02	5.02	12.17	5.48	11.06	11.06	18.14	7.28
As requerido (cm²)	13.83	5.33	12.93	5.82	11.76	11.76	19.27	7.74

Se puede apreciar que en el punto crítico D-, requiere un área de refuerzo similar al acero máximo permitido en la sección. Incluso, en esta sección se plantea instalar el siguiente armado $4\phi 3/4" + 2\phi 1"$, dando un total de As instalado de 21.56 cm² mayor al permiso y un $\phi Mn = 34.11$ ton. m. Por ello, se requiere diseñar la viga considerando el refuerzo en compresión con la finalidad de precisar la cantidad máxima de acero en tracción que se puede instalar en la sección de modo que se permita una falla dúctil. Para ello, se va calcular dos resistencias: el momento que resiste la viga con la cantidad máxima de acero (0.75 Asb) permitida por la norma y el momento remanente que debe ser resistido por el acero en compresión y acero adicional en tracción. Sumando ambos casos, la viga va ser capaz de resistir un momento mayor.

$$Mu = Mu1 + Mu2$$

Donde:

Mu1: Capacidad máxima de la sección con 0.75 Asb.

Mu2: Momento remanente, incluye aporte por el acero en compresión y tracción.

Verificación del tipo de falla:

Elegimos las varillas que cumplen con el acero requerido $A_s = 19.27 \text{ cm}^2$. Para ello, se distribuyen los aceros en dos capas:

$$A_s = 4\emptyset 3/4" + 2\emptyset 1" = (21.56) \text{ cm}^2$$

Calculamos, la profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{1}{0.85} \cdot \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 23.87 \text{ cm}$$

Luego, se calcula la deformación unitaria del acero en tracción, el cual debe ser mayor a $\epsilon_{sy} = 0.0021$ para ser considerado como una falla dúctil.

$$\epsilon_{sy} = \frac{(d - c) \cdot \epsilon_{cu}}{c} = \frac{(52 - 23.87) \times 0.003}{23.87} = 0.0035 > \epsilon_{sy}$$

Se concluye que la sección presenta una falla dúctil. Sin embargo, no se está cumpliendo con la exigencia del $A_{smax} = 0.75A_{sb}$. Por lo tanto, el exceso de acero en tracción debe ser equilibrado con el acero en compresión.

Estado 1

Acero máximo en tracción permitida por la Norma E.060 (RNE,2009).

$$A_{smax} = A_{s1} = 0.75 \cdot \frac{0.85 \cdot 210 \cdot 0.588 \cdot 52 \cdot 0.85 \cdot 25}{4200} = 20.72 \text{ cm}^2$$

Instalando este acero, la capacidad de la sección es:

$$a = \frac{20.72 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 25} = 19.50 \text{ cm} \rightarrow c = \frac{19.501}{0.85} = 22.94 \text{ cm}$$

$$Mu1 = 0.9 \cdot 20.72 \cdot 4200 \cdot \left(52 - \frac{19.50}{2}\right) = 33.09 \text{ ton.m}$$

Estado 2

Se calcula el momento último que resiste la sección del estado 2, (momento remanente).

$$Mu = Mu1 + Mu2$$

$$34.11 = 33.09 + Mu2$$

$$Mu2 = 1.02 \text{ ton.m}$$

Como la sección se encuentra en equilibrio, se hace un equilibrio de momentos con respecto al punto del acero por compresión, con el objetivo de determinar el acero en tracción adicional que asume el $Mu2$.

$$As2 = \frac{1.02 \times 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (52 - 8)} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Con este resultado, se puede determinar el esfuerzo del acero por compresión con la siguiente ecuación:

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d'}{c} = 2 \cdot 10^6 \cdot 0.003 \cdot \left(\frac{22.94 - 8}{22.94}\right) = 3907.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = 3907.6 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el acero en compresión no se encuentra en fluencia. En este sentido, el área del refuerzo en compresión estará dada por:

$$f'_s \cdot A's = As2 \cdot fy$$

$$A's = \frac{0.61 \cdot 4200}{3907.6} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Este refuerzo, representa el acero mínimo en compresión que se puede instalar en la sección de tal modo que el acero en tracción cubra el $M_u = 34.11 \text{ ton.m}$.

Acero por tracción:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 20.72 + 0.61 = 21.33 \text{ cm}^2$$

Elección del acero instalado

Se eligen $4\emptyset 3/4" + 2\emptyset 1"$, lo cual genera un $A_s = 21.56 \text{ cm}^2$ (es mayor al requerido y al acero máximo permitido, su resistencia en conjunto al acero en compresión será mayor al exigido).

Como acero en compresión, se encuentran trabajando $3\emptyset 3/4" = 8.52 \text{ cm}^2$.

Verificación de la deformación unitaria de acero instalado

Se calcula el eje neutro de la sección con el acero instalado mediante la ecuación del equilibrio de la sección, en el cual f'_s se encuentra en función de c :

$$A'_s \times f'_s + 0.85 \times f'_c \times \beta \times b \times c = A_s \times f_y$$

$$c = 15.6 \text{ cm}$$

Finalmente, se calcula la deformación unitaria del acero en tracción:

$$\varepsilon_s = \frac{(d - c) \cdot \varepsilon_{cu}}{c} = 0.007 > 0.0021$$

Se comprueba que el acero instalado permite una falla dúctil en la sección de la viga:

Verificación del Momento Último resistente:

$$\varepsilon'_s = \frac{(c - d') \cdot \varepsilon_{cu}}{c} = 0.0018 < 0.0021$$

$$f'_s = E_s \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{c - d'}{c} = 3700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi Mn = 37.19 \text{ ton.m} > 31.27 \text{ ton.m}$$

Verificación del acero máximo permitido por la Norma.

$$As_{max} = 0.75 \cdot As_{br} + \frac{A'_s \cdot f'_{sb}}{f_y}$$

$$0.75 \cdot As_{br} = 20.72 \text{ cm}^2$$

$$f'_{sb} = E_s \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{cb - d'}{cb} = 2 \cdot 10^6 \cdot 0.003 \cdot \frac{30.59 - 6}{30.59} = 4823 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{sb} = 4823.14 \text{ kg/cm}^2 > 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Se comprueba que el acero en compresión balanceado se encuentra en fluencia. Por lo tanto:

$$As_{max} = 20.72 + 8.52 = 29.24 \text{ cm}^2$$

A partir de lo desarrollado, se verifica que la sección instalada cumple con el momento último requerido según la envolvente de momentos flectores y con el acero máximo permitido por la norma. A continuación, se muestra el refuerzo instalado para los otros puntos críticos.

Tabla 6.4

Refuerzo instalado y momento resistente de la VT-01(25X60)

	TRAMO 1					TRAMO 2		
	A-	A+	B-	B+	C-	C+	D-	D+
Mu (ton.m)	23.78	9.98	22.44	10.84	20.65	20.65	31.27	14.14
As requerido (cm ²)	13.83	5.33	12.93	5.82	11.76	11.76	19.27	7.74
Ø Elegidos	2Ø3/4"+ 2Ø1"	2Ø3/4"	2Ø3/4"+ 2Ø1"	2Ø3/4"+2 Ø1"	2Ø3/4"+2 Ø1"	2Ø3/4"+2 Ø1"	4Ø3/4"+2 Ø1"	3Ø3/4"
As instalado (cm ²)	15.90	5.70	15.90	15.90	15.90	15.90	21.56	8.55
a (cm)	14.96	5.36	14.96	14.96	14.96	14.96	20.29	8.05
ØMn(ton.m)	26.76	10.63	26.76	26.76	26.76	26.76	34.11	15.51

Mn(ton.m)	29.73	11.81	29.73	29.73	29.73	29.73	37.90	17.23
------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Criterios de elección de los aceros instalados de acuerdo a Norma

Según la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 21.1.4, la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. Se tiene lo siguiente.

$$\phi Mn_{nudo}^+ \geq \frac{1}{3} \phi Mn_{nudo}^-$$

$$\frac{Mn_A^-}{3} = 9.91 \text{ ton.m} < 11.81 \text{ ton.m}$$

$$\frac{Mn_B^-}{3} = 9.91 \text{ ton.m} < 29.73 \text{ ton.m}$$

$$\frac{Mn_C^-}{3} = 9.91 \text{ ton.m} < 29.73 \text{ ton.m}$$

$$\frac{Mn_D^-}{3} = 12.63 \text{ ton.m} < 17.23 \text{ ton.m}$$

Se evidencia que se cumple con los criterios en los nudos A, B, C y D. Por otro lado, en el mismo artículo se menciona que, la resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo del elemento, debe ser mayor de un cuarto la máxima resistencia en la cara de los nudos.

$$\phi Mn_{cualquier\ seccion}^+ > \frac{1}{4} \phi Mn_{max\ nudo}^-$$

Para esta viga en particular, el mayor momento sucede en el nudo D-, mientras que las menores resistencias se dan en A+. En ese sentido:

$$\frac{Mn_D^-}{4} = 9.47 \text{ ton.m} < 11.81 \text{ ton.m}$$

Se cumple con lo indicado en la Norma.

Corte del refuerzo

La viga cuenta con $2\varnothing 3/4"$ $\varnothing Mn = 10.64$ ton.m corridas superiormente e inferiormente. Estas, determinarán el corte teórico según su $\varnothing Mn$. Las distancias teóricas fueron extraídas a partir del software ETABS.

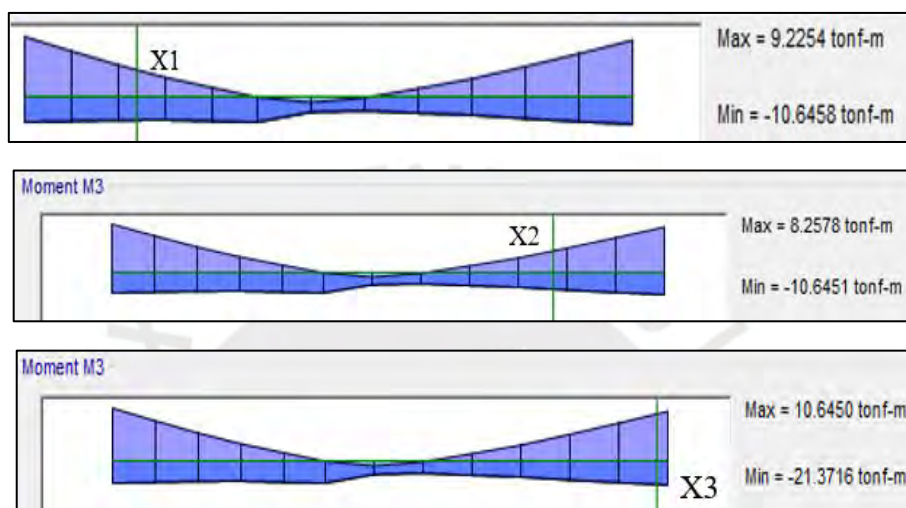


Figura 6.4 Cortes teóricos según $\varnothing Mn$ en Tramo 1

Tramo 1:

$$A^-: X1 = 1.00 + 0.52 = 1.52 \text{ m} \approx 1.55 \text{ m}$$

$$B^-: X2 = 1.10 + 0.52 = 1.62 \text{ m} \approx 1.55 \text{ m}$$

$$B^+: X3 = 0.1 + 0.52 = 0.62 \text{ m} \approx 0.65 \text{ m}$$

Del tramo 1, se observa que B+ no cumple con su longitud de desarrollo de la varilla $\varnothing 3/4" = 0.70 \text{ m}$ para acero inferior. Por ello, se elige una longitud de 0.70 m.

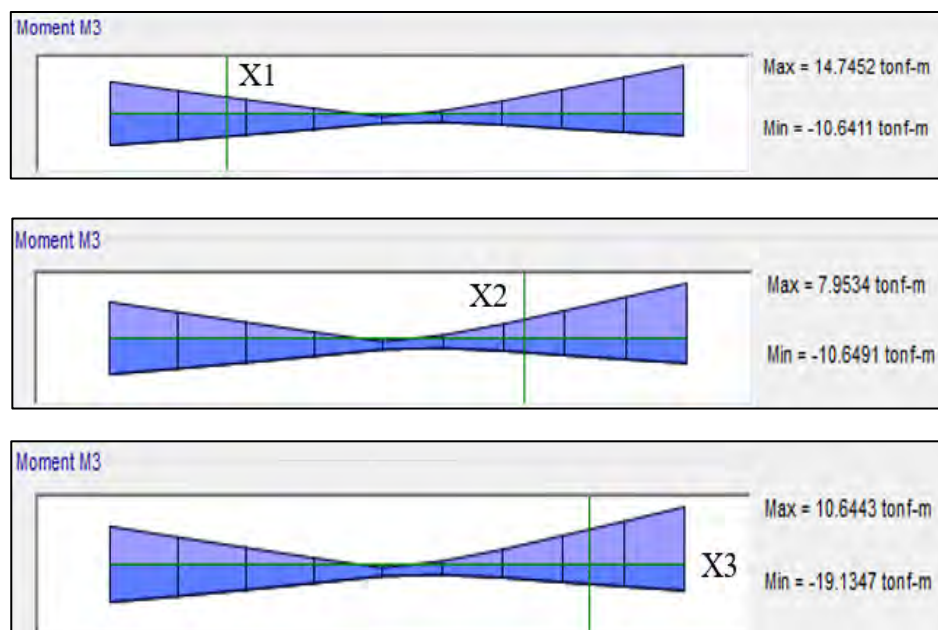


Figura 6.5 Cortes teóricos según $\emptyset Mn$ en Tramo 1

Tramo 2:

$$C^-: X1 = 0.82 + 0.52 = 1.34 \text{ m} \approx 1.35 \text{ m}$$

$$D^-: X2 = 1.13 + 0.52 = 1.65 \text{ m} \approx 1.65 \text{ m}$$

$$D^+: X3 = 0.65 + 0.52 = 1.17 \text{ m} \approx 1.20 \text{ m}$$

Con el fin de uniformizar el corte de fierro, se usan criterios prácticos, en base a la experiencia y cumpliendo con los requerimientos de la Norma E.060. Es importante mencionar, que estas longitudes prácticas deben ser corroboradas tal como el procedimiento mostrado.

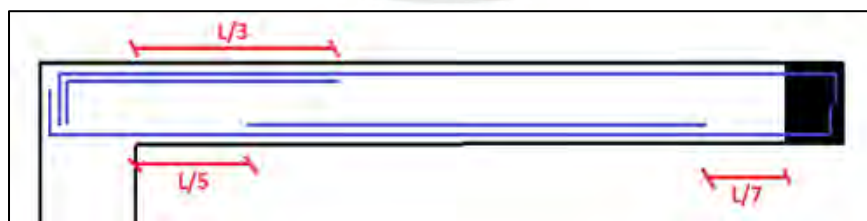


Figura 6.6 Longitudes prácticas para el corte de acero

Tabla 6.5

Condiciones de borde para emplear las longitudes de corte prácticas

Corte de acero		
-	Nudo continuo	Nudo apoyado
As superior	$l/3^*$	-
As inferior	$l/5^*$	$l/7^*$

*Se debe verificar que la longitud del bastón sea mayor a (longitud teórica +d) y ldb

Donde:

 L = luz libre de la viga ldb = longitud de anclaje de varilla d = peralte efectivo de viga

Finalmente, el refuerzo por flexión de la VT-01(25X60) es el siguiente:

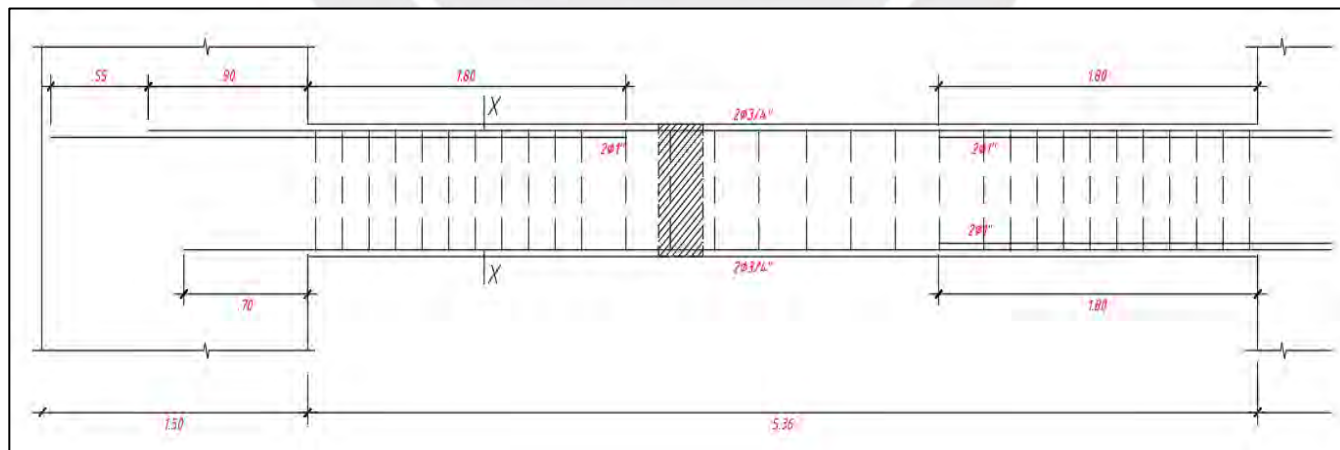


Figura 6.7 Refuerzo final por flexión en el tramo 1 de la VT-01

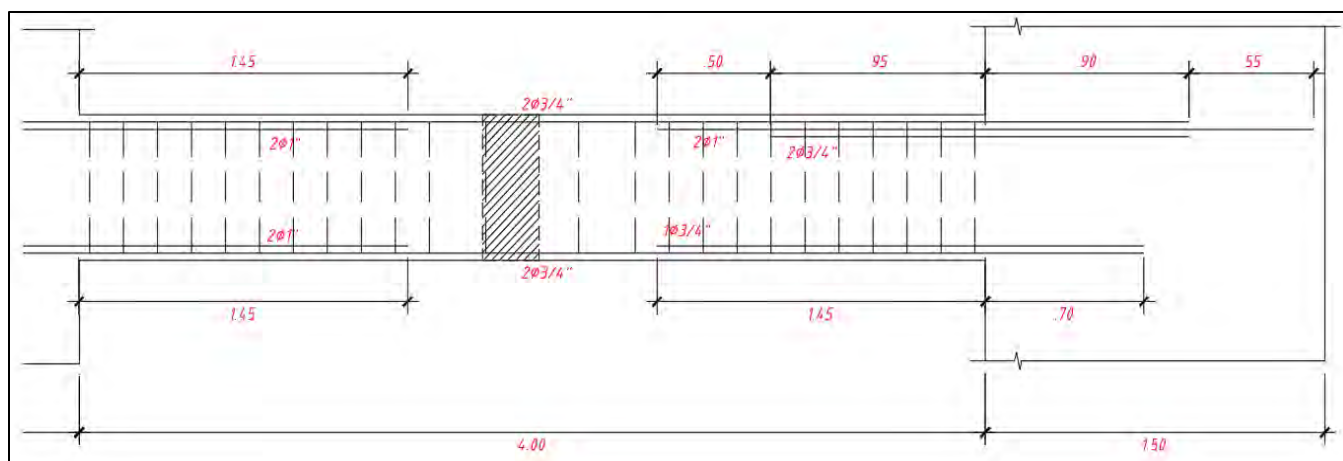


Figura 6.8 Refuerzo final por flexión en el tramo 2 de la VT-01

Diseño por cortante

A continuación, se muestra el diagrama de fuerza cortante para la envolvente de todas las combinaciones de diseño de la viga VT-01(25X60).

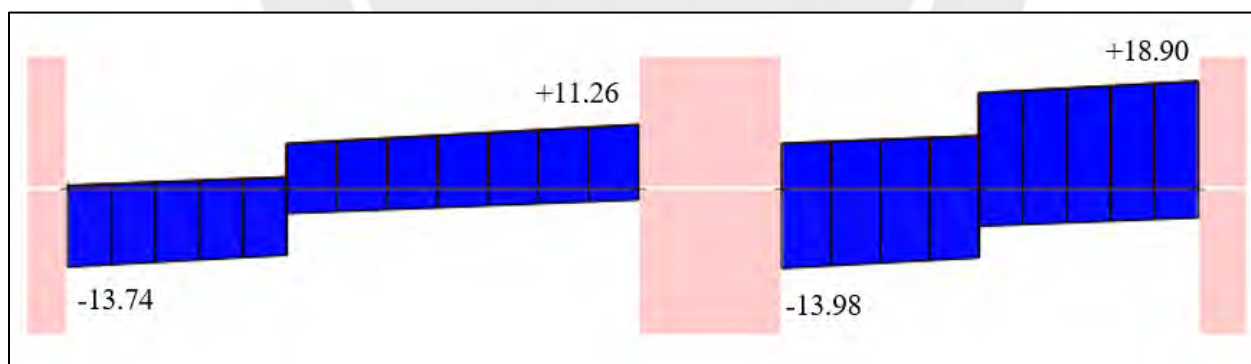


Figura 6.9 Diagrama de fuerza cortante de la VT-01

A partir del diagrama de fuerza cortante, se indica que las cortantes de diseño a d de la cara son: $Vu1 = 13.74 \text{ ton}$ y $Vu2 = 18.90 \text{ ton}$, en cada tramo respectivamente.

Tramo 1:

- Tramo confinado $Vu1 = 13.74 \text{ ton}$

Aporte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 52 = 8.49 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{13.74 - 8.49}{0.85} = 6.18 \text{ ton}$$

Separación máxima requerida por cortante:

$$s = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 52}{6180} = 50.36 \text{ cm}$$

$$V_s \max \leq 2.1 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 52 = 39.56 \text{ ton (ok)}$$

$$V_s \lim = 1.1 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 52 = 20.72 \text{ tn}$$

$$Si, \left\{ \begin{array}{ll} V_s \leq V_s \lim, & S_{\max, \min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = 26 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} \\ V_s \geq V_s \lim, & S_{\max, \min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} = 13 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

Como $V_s \leq V_s \lim$, $S_{\max} = 26 \text{ cm}$.

Asimismo, se debe analizar los requerimientos mínimos de espaciamiento exigidos por la Norma E.060 para vigas con responsabilidad sísmica:

Zona de confinamiento: $l = 2h = 1.20m$

- $d/4 = 13 \text{ cm}$

- $10 \cdot 1.91 = 19.1 \text{ cm}$
- $24 \cdot 0.95 = 22.8 \text{ cm}$
- 30 cm

Como se observa, el espaciamiento mínimo requerido por fuerza cortante de acuerdo a la Norma E.060, es menor al requerido por resistencia. En este sentido, se colocan estribos de 3/8" @0.15m en la zona confinada. Por lo tanto:

$$V_s = \frac{52}{15} * 4200 * 2 * 0.71 = 20.67 \text{ ton}$$

$$V_s \leq V_s \text{ max (ok)}$$

$$\phi V n_{2H} = \phi (V_c + V_s) = 29.06 \text{ n}$$

Por otro lado, fuera de la zona de confinamiento, se solicita un máximo espaciamiento de $d/2$ aproximadamente a 25 cm. De este modo, se requiere colocar estribos de 3/8" @0.25m en la zona no confinada.

$$\phi V n_{resto} = \phi (V_c + V_s) = 19.03 \text{ tn}$$

En conclusión, se elige el siguiente espaciamiento de estribos:

$$1@ 5\text{cm}, 8@15\text{cm}, RTO, @25\text{cm}$$

Tramo 2:

- Tramo confinado $Vu2 = 18.90 \text{ ton}$

Aporte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 52 = 8.49 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{18.90 - 8.49}{0.85} = 12.25 \text{ ton}$$

Separación máxima requerida por cortante:

$$s = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 52}{1225} = 25.41 \text{ cm}$$

$$V_s \max \leq 2.1 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 52 = 39.56 \text{ ton (ok)}$$

$$V_s \lim = 1.1 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 52 = 20.72 \text{ tn}$$

$$Si, \left\{ \begin{array}{ll} V_s \leq V_s \lim, & S_{\max, \min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = 26 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} \\ V_s \geq V_s \lim, & S_{\max, \min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} = 13 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

Como $V_s \leq V_s \lim$, $S_{\max} = 26 \text{ cm}$.

Asimismo, se debe analizar los requerimientos mínimos de espaciamiento exigidos por la Norma E.060 para vigas con responsabilidad sísmica:

Zona de confinamiento: $l = 2h = 1.20m$

- $d/4 = 13 \text{ cm}$
- $10 \cdot 1.91 = 19.1 \text{ cm}$
- $24 \cdot 0.95 = 22.8 \text{ cm}$
- 30 cm

Como se observa, el espaciamiento mínimo requerido por fuerza cortante de acuerdo a la Norma E.060, es menor al requerido por resistencia. En este sentido, se colocan estribos de 3/8” @0.15m en la zona confinada. Por lo tanto:

$$V_s = \frac{52}{15} * 4200 * 2 * 0.71 = 20.67 \text{ ton}$$

$$V_s \leq V_s \text{ max (ok)}$$

$$\phi V_{n_{2H}} = \phi(V_c + V_s) = 29.06 \text{ n}$$

Por otro lado, fuera de la zona de confinamiento, se solicita un máximo espaciamiento de $d/2$ aproximadamente a 25 cm. De este modo, se requiere colocar estribos de 3/8” @0.25m en la zona no confinada.

$$\phi V_{n_{resto}} = \phi(V_c + V_s) = 19.03 \text{ tn}$$

En conclusión, se elige el siguiente espaciamiento de estribos:

$$1@ 5\text{cm}, 8@15\text{cm}, RTO, @25\text{cm}$$

Diseño por capacidad:

La Norma E.060 (RNE, 2009), exige que la capacidad a fuerza cortante de la viga sea tal que el elemento pueda mantenerse estable bajo cargas de gravedad, luego de alcanzar un estado inelástico. El cortante aproximado se asocia a los máximos momentos probables que proveen los refuerzos longitudinales más 1.25 veces el cortante isoestático debido a las cargas de gravedad actuantes.

$$V_u = \frac{(M_{pr_{IZQ}} + M_{pr_{DER}})}{l_n} + 1.25 \text{ Visostático}$$

Por otro lado, la Norma E.060 (RNE, 2009), indica que la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que el menor valor entre el cálculo por capacidad y el resultado de la envolvente que amplifica las fuerzas de sismo por 2.5, $1.25(CM + CV) + 2.5S$.

Tramo 1:

Caso 1: Momentos en sentido antihorario

$$\frac{Mn_{izq} + Mn_{der}}{Ln} + 1.25(V_{CV\ isost} + V_{CM\ isost}) = \frac{29.73 + 29.73}{5.36} + 1.25 * (6.57) = 19.30\ ton$$

Caso 2: Momentos en sentido horario

$$\frac{Mn_{izq} + Mn_{der}}{Ln} + 1.25(V_{CV\ isost} + V_{CM\ isost}) = \frac{11.81 + 29.73}{5.36} + 1.25 * (6.57) = 15.96\ ton$$

Caso 3: Amplificación de sismo por 2.5

$$V_{caso\ 3} = 2.5V_{sismo} + 1.25(V_d + V_l) = 2.5 * 5.53 + 1.25 * (6.57)$$

$$V_{caso\ 3} = 22.03\ ton$$

Se elige la cortante mayor entre el caso 1 y 2, luego se compara este valor con el caso 3 y se elige el menor. En este caso, se debería diseñar con $V_{diseño} = 19.30\ ton$. Sin embargo, por los requerimientos mínimo de espaciamientos exigidos por la Norma E.060 para vigas con responsabilidad sísmica. Los estribos de 3/8" @0.15 en la zona confinada, están brindando una resistencia de $\phi V_{n_{2H}} = 29.06\ ton$, cubriendo de esta forma el diseño por capacidad. En este sentido, el diseño final se mantiene con el siguiente espaciamiento:

$$1@5cm, 8@15cm, RTO, @25cm$$

$$\phi Vn_{2H} = 29.65 \text{ ton}$$

$$\phi Vn_{resto} = 19.07 \text{ ton}$$

Tramo 2:

Caso 1: Momentos en sentido antihorario

$$\frac{Mn_{izq} + Mn_{der}}{Ln} + 1.25(V_{CV isost} + V_{CM isost}) = \frac{29.73 + 17.23}{4} + 1.25 * (7.44) = 21.04 \text{ tn}$$

Caso 2: Momentos en sentido horario

$$\frac{Mn_{izq} + Mn_{der}}{Ln} + 1.25(V_{CV isost} + V_{CM isost}) = \frac{29.73 + 37.90}{4} + 1.25 * (7.44) = 26.21 \text{ ton}$$

Caso 3: Amplificación de sismo por 2.5

$$V_{caso 3} = 2.5V_{sismo} + 1.25(V_d + V_l) = 2.5 * 10.25 + 1.25 * (7.44)$$

$$V_{caso 3} = 34.92 \text{ ton}$$

Se elige la cortante mayor entre el caso 1 y 2, luego se compara este valor con el caso 3 y se elige el menor. En este caso, se debería diseñar con $V_{diseño} = 26.21 \text{ ton}$. Sin embargo, por los requerimientos mínimo de espaciamientos exigidos por la Norma E.060 para vigas con responsabilidad sísmica. Los estribos de 3/8" @0.15 en la zona confinada, están brindando una resistencia de $\phi Vn_{2H} = 29.06 \text{ ton}$, cubriendo de esta forma el diseño por capacidad. En este sentido, el diseño final se mantiene con el siguiente espaciamiento:

$$1@ 5cm, 8@15cm, RTO, @25cm$$

$$\phi Vn_{2H} = 29.65 \text{ ton}$$

$$\phi Vn_{resto} = 19.07 \text{ ton}$$

Control de deflexiones

De acuerdo a la Tabla 5.1, La viga VT-01(25X60) se trata de un cao con un extremo apoyado y otro extremo continuo en ambos tramos, en este sentido, se calcula el peralte requerido:

$$\text{Tramo 1: } h1 = \frac{5.36}{18.5} = 0.29 \text{ m} < 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Tramo 2: } h2 = \frac{4}{18.5} = 0.22 \text{ m} < 0.50 \text{ m}$$

Se comprueba que la viga cumple con el peralte requerido para un buen desempeño, por ello, no es necesario verificar las deflexiones.

Control de fisuraciones:

A continuación, se muestra el diagrama de momentos flectores en servicio (CM+CV)



Figura 6.10 Diagrama de momento flector en servicio de la VT-01 (25X60)

A modo de ejemplo, se analizará el tramo 1 de la VT-01, debido a que es el tramo más cargado:

$$Act = \frac{2 \cdot 7.18 \cdot 25}{4} = 89.75 \text{ cm}^2$$

$$fs = \frac{755000}{0.9 \cdot 52 \cdot 15.90} = 1014.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 1014.62 \cdot \sqrt[3]{5.27 \cdot 89.75} = 7905.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} < Z_{max}(\frac{26000 \text{ kg}}{\text{cm}})$$

Se comprueba que el parámetro Z es menor a 26 KN/mm en la sección crítica del tramo 1.

Por lo tanto, se verifica que el acero instalado permite un correcto control de fisuración.



Capítulo 7: Diseño de columnas

Las columnas, son elementos estructurales que trabajan principalmente a flexocompresión y también están sometidos a esfuerzos de corte. Su función principal es recibir y transmitir las cargas provenientes de las vigas y losas hacia la cimentación. Asimismo, desempeñan un papel fundamental en el control de los desplazamientos laterales de la estructura, contribuyendo significativamente a su rigidez global y estabilidad frente a cargas horizontales.

Al igual que las vigas, las columnas deben ser diseñadas para resistir tanto las cargas de gravedad como las solicitaciones sísmicas. Por ello, se considerarán todas las combinaciones de carga indicadas en el capítulo 1. Asimismo, será preferible analizar cada dirección de forma independiente, puesto que estos elementos reciben solicitaciones de momento en ambas direcciones (X-X y Y-Y)

$$U_1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U_2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U_3 = 0.9CM \pm CS$$

7.1 Diseño por flexocompresión

La flexocompresión es el efecto resultante de la combinación de esfuerzos axiales y los momentos flectores generados en cada dirección de análisis. Los elementos encargados de resistir estas solicitaciones son las columnas y las placas. En este sentido, estos elementos den ser diseñados en base a la resistencia de una sección a flexocompresión. Para ello, se crea una curva de capacidad estructural, llamado diagrama de interacción, el cual se define como el lugar geométrico de las combinaciones de la fuerza axial y momento flector que agotan la capacidad de

la sección (Ottazzi, 2016). Para obtener esta curva se varía el eje neutro a lo largo de la sección del elemento obteniendo las resistencias por carga axial y momento flector para cada caso.

La Norma E.060 (RNE, 2009), indica que el diagrama de interacción de diseño debe ser castigado por el factor de reducción ϕ y la resistencia por carga axial debe ser limitada a $0.8 \cdot \phi \cdot P_o$, puesto que en el proyecto se están trabajando con estribos rectangulares. Una vez obtenido el diagrama de interacción de diseño, se debe asegurar que las combinaciones de carga (P_u, M_u) se ubiquen dentro del diagrama, de no cumplirse, se deberá aumentar la cuantía de acero. Por otro lado, la Norma E.060 (RNE, 2009) en su artículo 10.9.1, limita la cuantía de acero entre el 1% - 6%, con el fin de no congestionar la sección con refuerzos excesivos.

7.2 Diseño por cortante

De acuerdo a la Norma E.060, en su artículo 11.3.1.2, la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto V_c para elementos sometidos a compresión axial, viene dada por la siguiente expresión:

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

Donde:

Nu = Carga axial amplificada normal a la sección transversal

En el caso de que el concreto no resista la fuerza requerida por corte, se deberán incluir estribos, estos se calcularán de la siguiente manera:

Primero se calculará la resistencia necesaria que deberá proporcionar el refuerzo:

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

Luego debemos verificar la contribución máxima de los estribos mediante:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d$$

En el caso que no se cumpla con esta condición, será necesario incrementar la resistencia del concreto o cambiar las dimensiones de la sección.

Calculamos el espaciamiento de la siguiente forma:

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

Donde debemos comprobar:

$$V_{s \text{ lim}} = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d$$

$$V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d, \quad s \leq 0.6 \text{ m} \quad s \leq d/2$$

$$V_s > 1.1 \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d, \quad s \leq 0.3 \text{ m} \quad s \leq d/4$$

Por otro lado, la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 21.4.5, establece requerimientos mínimos para la separación de estribos en la zona de confinamiento, las cuales son:

- La longitud de confinamiento (L_o) no debe ser menor que el mayor valor de:
 - La sexta parte de la luz libre del elemento
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
 - 50 cm
- El espaciamiento S_o dentro de la zona confinada, no debe exceder al menor valor entre:
 - Ocho veces el diámetro menor de las varillas longitudinales
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
 - 10 cm

- El espaciamiento S_o fuera de la zona confinada, no debe exceder al menor valor entre:
 - 12 veces el diámetro de las barras longitudinales
 - La menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión
 - 48 veces el diámetro del estribo
 - 30 cm
 - El espaciamiento requerido por fuerza cortante

7.3 Diseño por capacidad

El cortante último por capacidad se asocia a la formación de rótulas plásticas en las zonas extremas de la columna. Por ello, la Norma E.060 (RNE, 2009) en su artículo 21.4.3.2 dispone consideraciones especiales para el diseño sísmico por capacidad, su representación gráfica se muestra a continuación:

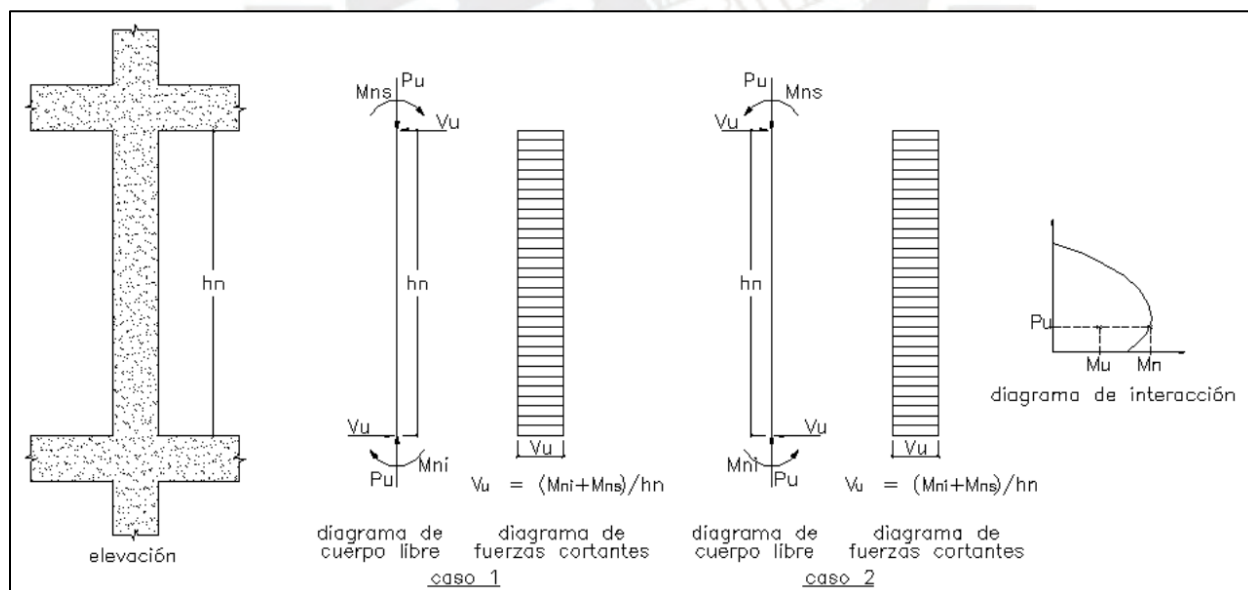


Figura 7.1 Fuerza cortante de diseño por capacidad en columnas

$$Vu = \frac{(Mpr_{INF} + Mpr_{SUP})}{ln}$$

Donde:

- Mpr_{IZQ}, Mpr_{DER} : Momentos probables en los extremos superior e inferior de la columna, relacionados a la carga axial P_u asociada al mayor M_n . Para sistema estructural de Pórticos o Dual II, se considera como $1.25 M_n$ y para sistema de Muros o Dual I, se considera como M_n .
- Ln : Altura libre de la columna.

El resultado de V_u obtenido debe compararse posteriormente con la envolvente generada por las combinaciones de carga considerando el sismo amplificado por 2.5, entre estas, se elige el menor para no considerar una situación muy improbable.

7.4 Empalmes por traslape de refuerzo

Es recomendable empalmar aproximadamente en el tercio central de la altura de las columnas entre pisos, puesto que en esa zona los momentos son mínimos y tampoco existe mucho confinamiento por lo que la dificultad en el armado es mínima.

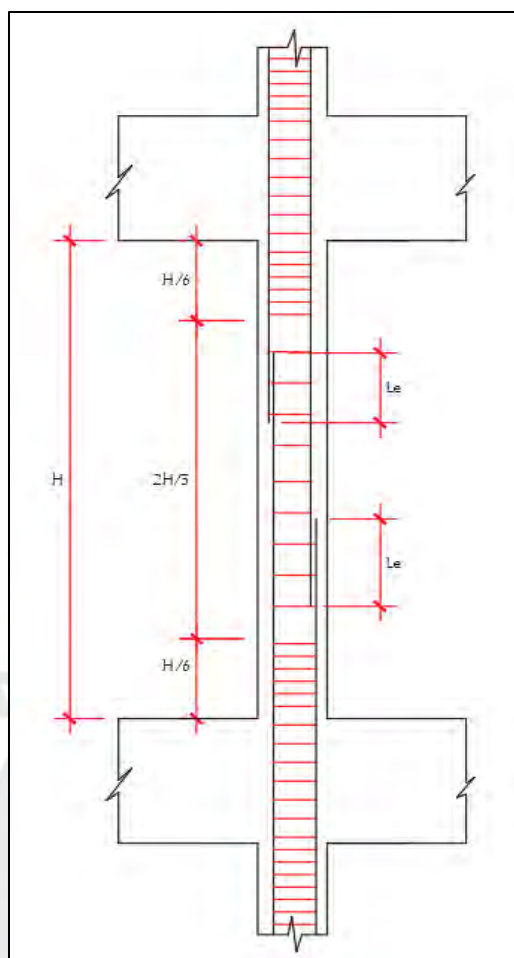


Figura 7.2 Empalmes traslapados

Tabla 7.1

Longitud de empalmes en función de f'_c

Le (m) en función de f'_c			
Ø	210 kg/cm²	280 kg/cm²	350 kg/cm²
3/8"	0.35	0.35	0.3
1/2"	0.45	0.40	0.35
5/8"	0.60	0.50	0.45
3/4"	0.70	0.60	0.55
1"	1.15	1.00	0.9

7.5 Ejemplo de diseño

Diseño por flexocompresión

Se tomará como ejemplo de diseño la columna C-01, la cual se encuentra ubicada entre los ejes 2-2 y C-C. Esta columna presenta dimensiones transversales de 0.25 m x 0.9 m, la cual es continua hasta la base de la estructura. Se realizará el diseño con los resultados del análisis en el tramo de la columna del primer nivel, puesto que los esfuerzos en el sótano cambian debido a la presencia de muros de sótano.

Tabla 7.2

Momentos y cortantes actuantes en la base del primer nivel de la C-01

Caso	Pu (ton)	Mu X-X (ton.m)	Mu Y-Y (ton.m)	Vu X-X (ton)	Vu Y-Y (ton)
CM	122.72	0.14	1.81	1.27	-0.24
CV	27.24	-0.07	0.78	0.64	-0.19
SX Diseño	38.60	0.51	10.54	5.52	0.30
SY Diseño	1.48	1.88	0.37	0.26	1.24

Tabla 7.3

Momentos y cortantes actuantes en el fondo de viga del primer nivel de la C-01

Caso	Pu (ton)	Mu X-X (ton.m)	Mu Y-Y (ton.m)	Vu X-X (ton)	Vu Y-Y (ton)
CM	121.42	0.72	-1.24	1.27	-0.24
CV	27.24	0.38	-0.75	0.64	-0.19
SX Diseño	38.60	0.21	2.76	5.52	0.30
SY Diseño	1.48	1.09	0.47	0.26	1.24

A continuación, se muestran las combinaciones de carga establecidas por la Norma E.060 en la dirección de análisis X-X y Y-Y.

Tabla 7.4

Combinaciones de carga en base del primer nivel de la C-01

Caso	Pu (ton)	Mu X-X (ton.m)	Mu Y-Y (ton.m)	Vu X-X (ton)	Vu Y-Y (ton)
1.4CM+1.7CV	218.12	0.07	3.85	2.86	-0.66
SISMO X-X					
1.25(CM+CV) + SX	226.05	0.59	13.77	7.90	-0.24
1.25(CM+CV) - SX	148.85	-0.42	-7.31	-3.13	-0.84
0.9CM+SX	149.05	0.63	12.16	6.66	0.08
0.9CM-SX	71.84	-0.38	-8.91	-4.37	-0.52
SISMO Y-Y					
1.25(CM+CV) + SY	188.93	1.96	3.60	2.64	0.70
1.25(CM+CV) - SY	185.97	-1.80	2.86	2.13	-1.78
0.9CM+SY	111.92	2.00	1.99	1.40	1.02
0.9CM-SY	108.97	-1.76	1.26	0.88	-1.46

Tabla 7.5

Combinaciones de carga en el fondo de viga del primer nivel de la C-01

Caso	Pu (ton)	Mu X-X (ton.m)	Mu Y-Y (ton.m)	Vu X-X (ton)	Vu Y-Y (ton)
1.4CM+1.7CV	216.30	1.66	-3.02	2.86	-0.66
SISMO X-X					
1.25(CM+CV) + SX	224.43	1.59	0.26	7.90	-0.24
1.25(CM+CV)-SX	147.23	1.16	-5.25	-3.13	-0.84
0.9CM+SX	147.88	0.86	1.64	6.66	0.08
0.9CM-SX	70.67	0.43	-3.87	-4.37	-0.52
SISMO Y-Y					
1.25(CM+CV) + SY	187.31	2.47	-2.02	2.64	0.70
1.25(CM+CV)-SY	184.35	0.28	-2.96	2.13	-1.78
0.9CM+SY	110.76	1.74	-0.65	1.40	1.02
0.9CM-SY	107.80	-0.45	-1.59	0.88	-1.46

Seguidamente, se establece una cuantía mínima para la sección del 1%:

$$A_{s_{requerido}} = 1\% \cdot 25 \cdot 90 = 22.5 \text{ cm}^2$$

Para cumplir con el requerimiento de cuantía mínima, se instalarán 12Ø5/8", los cuales proporcionan un refuerzo de 24 cm^2 . A continuación, se muestra el armado inicial de la sección y sus diagramas de interacción correspondientes:

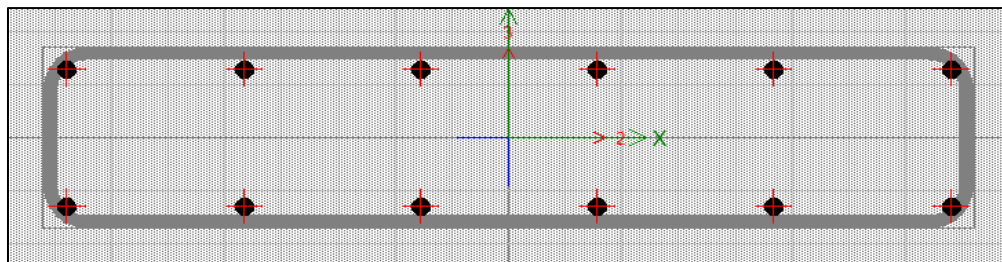


Figura 7.3 Refuerzo de la columna C-01 a verificar

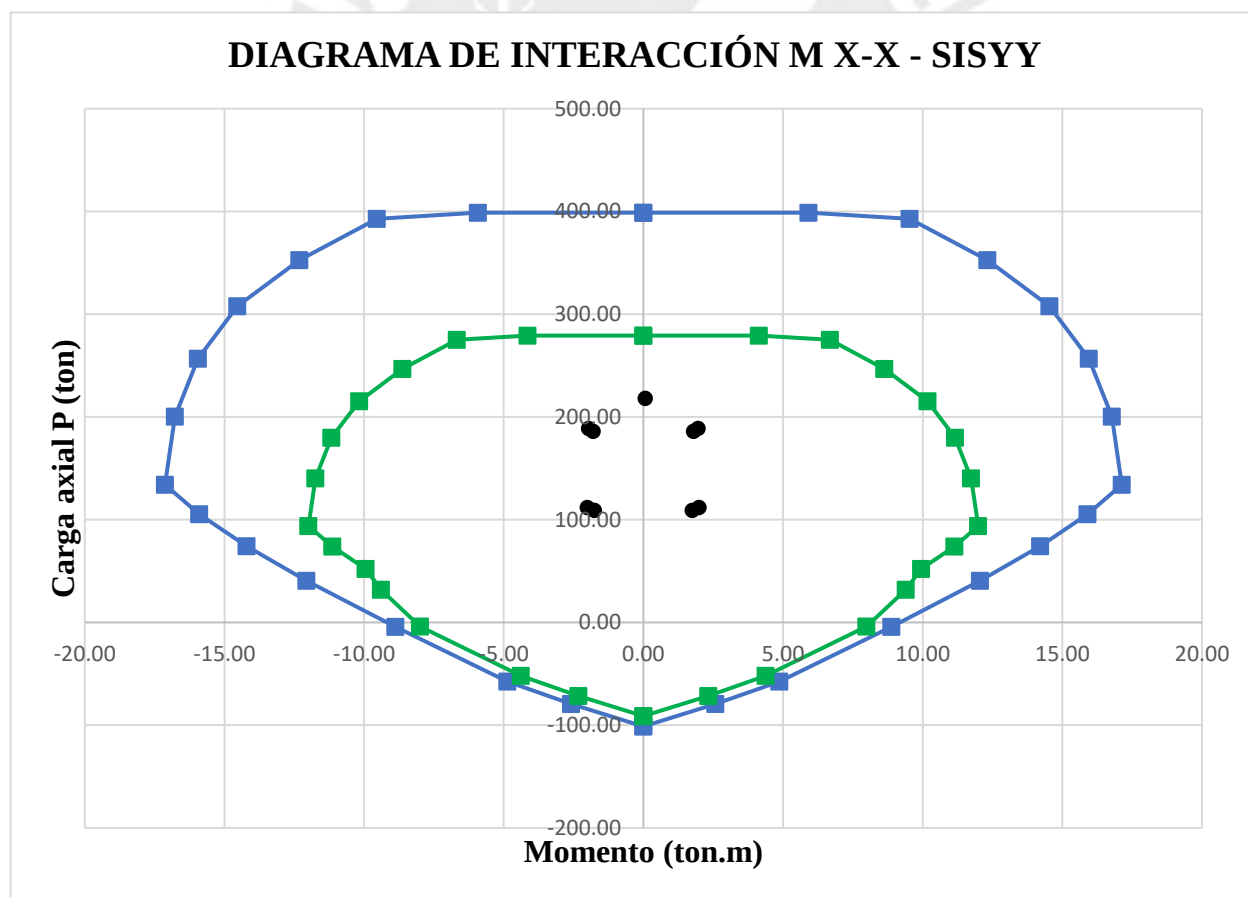


Figura 7.4 Diagrama de interacción alrededor de X-X para el sismo en Y-Y

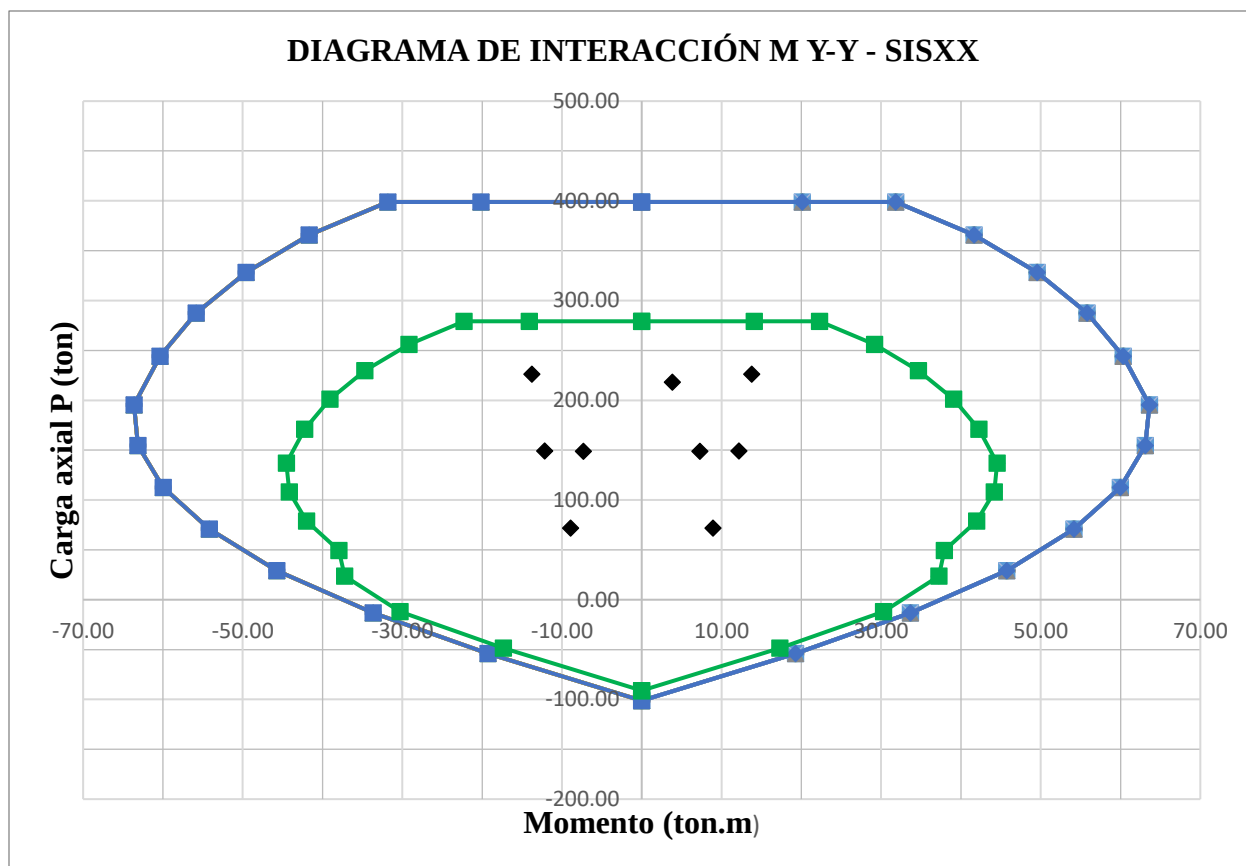


Figura 7.5 Diagrama de interacción alrededor de Y-Y para el sismo en X-X

Como se observa en los diagramas de interacción, los puntos obtenidos por medio de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción. Por lo tanto, la resistencia a flexo-compresión de la columna si satisface con las solicitaciones de carga últimas.

Diseño por corte

Se procede a determinar las capacidades de carga en los nudos de la columna a partir de los diagramas de interacción en cada una de las direcciones principales de análisis y para cada combinación de carga considerada. Luego, se compara el resultado obtenido a partir de amplificar el sismo por 2.5.

Tabla 7.6

Capacidades en los extremos de la columna

Caso	Pu (ton)	Mu X-X (ton.m)	Mu Y-Y (ton.m)	Mn X-X (ton.m)	Mn Y-Y (ton.m)
1.4CM+1.7CV	218.12	0.07	3.85	16.50	62.00
SISMO X-X					
1.25(CM+CV) + SX	226.05	0.59	13.77	16.50	61.00
1.25(CM+CV)-SX	148.85	-0.42	-7.31	17.00	62.00
0.9CM+SX	149.05	0.63	12.16	17.00	62.00
0.9CM-SX	71.84	-0.38	-8.91	14.00	54.00
SISMO Y-Y					
1.25(CM+CV) + SY	188.93	1.96	3.60	17.00	64.00
1.25(CM+CV)-SY	185.97	-1.80	2.86	17.00	64.00
0.9CM+SY	111.92	2.00	1.99	16.00	60.00
0.9CM-SY	108.97	-1.76	1.26	16.00	59.00

De acuerdo a los resultados de la tabla 7.6, el mayor valor de Mn es 64 ton.m , por ello, la fuerza por cortante de diseño, al presentar el mismo acero instalado en ambos extremos de la columna es igual a:

$$Vu = \frac{Mni + Mns}{Hc} = \frac{64 + 64}{2.4} = 53.33 \text{ ton}$$

Este resultado debe ser comparado con la cortante resultante por la amplificación de sismo por 2.5.

Tabla 7.7

Fuerza cortante con sismo sin amplificar y con el sismo amplificado por 2.5

Caso	Sismo sin amplificar		Sismo amplificado por 2.5	
	Vu X-X (ton.m)	Vu Y-Y (ton.m)	Vu X-X (ton.m)	Vu Y-Y (ton.m)
1.4CM+1.7CV	2.86	-0.66	2.86	-0.66
SISMO X-X				

1.25(CM+CV) + SX	7.90	-0.24	16.17	0.21
1.25(CM+CV)-SX	-3.13	-0.84	-11.41	-1.29
0.9CM+SX	6.66	0.08	14.93	0.53
0.9CM-SX	-4.37	-0.52	-12.65	-0.97
SISMO Y-Y				
1.25(CM+CV) + SY	2.64	0.70	3.03	2.56
1.25(CM+CV)-SY	2.13	-1.78	1.74	-3.63
0.9CM+SY	1.40	1.02	1.79	2.88
0.9CM-SY	0.88	-1.46	0.50	-3.31

A partir de los resultados, se comprueba que la cortante obtenida por capacidad $V_u = 53.33 \text{ ton}$ es mayor que la obtenida por el sismo amplificado por 2.5, $V_u = 16.17 \text{ ton}$. De estas, se elige la menor como la cortante de diseño, a continuación, se determina el aporte del concreto a la resistencia por fuerza cortante:

$$\phi \cdot V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{226.05 \cdot 1000}{140 \cdot 25 \cdot 90}\right) \cdot 25 \cdot 84 = 23.55 \text{ ton}$$

Se aprecia que la resistencia del concreto a cortante es mayor a la cortante última de diseño, por lo que, no es necesario colocar estribos por cortes. No obstante, se deben instalar estribos con las exigencias mínimas de la Norma E.060 (RNE, 2009).

Longitud de confinamiento

- $\frac{l_n}{6} = \frac{2.4}{6} = 40 \text{ cm}$
- Mayor dimensión de la sección transversal: 90 cm
- 50 cm

Se elige una longitud de confinamiento igual a 90 cm

Espaciamiento en zona confinada

- $8 \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.54 = 12.7 \text{ cm}$
- $\frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$
- 10 cm

Se elige el primer estribo a 5 cm de la cara del nudo y los 9 siguientes a cada 10 cm

Espaciamiento fuera de la zona confinada

- $12 \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.54 = 19.05 \text{ cm}$
- Menor dimensión transversal: 25 cm
- $48 \cdot \frac{3}{8} \cdot 2.54 = 45.72 \text{ cm}$
- 30 cm

Se elige un espaciamento de 17.5 cm fuera de la zona confinada.

Finalmente, se presenta el diseño final de la columna:

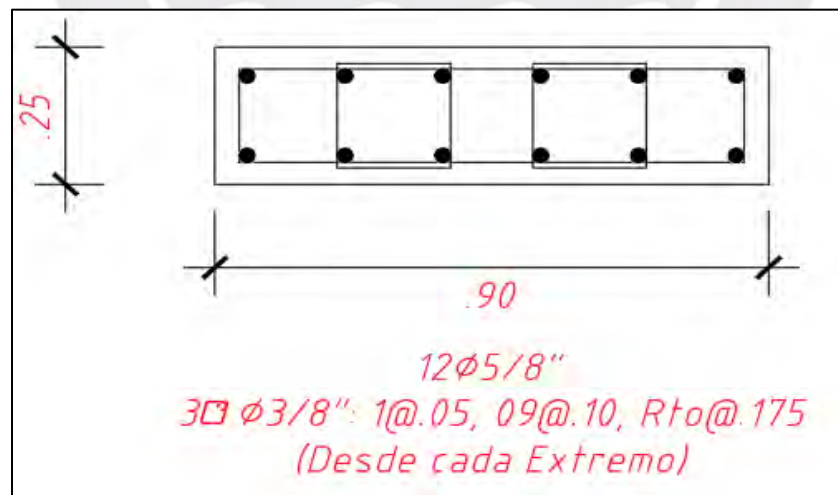


Figura 7.6 Diseño final de la columna C-01

Capítulo 8: Diseño de Placas

Las placas o muros de corte son elementos estructurales verticales que resisten el mayor porcentaje de la fuerza sísmica, gracias a la alta rigidez y capacidad de absorción de energía que presentan. Su incorporación en el diseño estructural mejora significativamente el comportamiento sísmico del edificio, ya que proporcionan estabilidad lateral, reducen los desplazamientos relativos entre pisos (derivas) y disminuyen el riesgo de daño en elementos no estructurales.

8.1 Elementos de borde

De acuerdo a la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 21.9.7.4, indica que los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_m}\right)} = c_{\text{lim}}$$

Por otro lado, indica que el cociente $\frac{\delta_u}{h_m}$ no debe tomarse menor que 0.005. Asimismo, el refuerzo confinado debe extenderse verticalmente a una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $\frac{M_u}{4V_u}$. Los elementos de borde deben extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $c/2$ y $c - 0.1 \cdot l_m$. Para el presente proyecto, se emplearán núcleos confinados en todas las placas como una buena práctica. Puesto que, al estar en una zona sísmica, las cuantías de diseño necesarias van a requerir varillas de un gran diámetro para cubrir el diseño por flexocompresión. En este sentido, la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 11.10.9, establece que el refuerzo vertical distribuido no necesita ser confinado a menos que su cuantía exceda el 1%.

Finalmente, la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 21.9.7.6 establece que el espaciamiento no debe exceder de:

- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal con menor diámetro
- La menor dimensión transversal del elemento de borde
- 25 cm

8.2 Diseño por flexocompresión

Al igual que las columnas, las placas se diseñan empleando el diagrama de interacción, la diferencia principal, es que estos últimos cuentan con núcleos confinados. En este sentido, se distribuirá inicialmente la cuantía mínima vertical exigida por la norma en el alma de la placa y se iterará con una cuantía de 1% en los núcleos confinados al igual que las columnas. Finalmente, se deberá verificar que el diagrama de interacción de la sección cumpla con las combinaciones de diseño para flexocompresión.

8.3 Diseño por cortante

La norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 11.10 presenta las disposiciones especiales para el diseño por cortante en los muros, a continuación, se muestran estas:

El aporte a la resistencia a cortante por el concreto V_c va estar dada por:

$$V_c = \alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$$

$$\alpha_c = 0.8, \frac{H}{L} \leq 1 \quad y \quad \alpha_c = 0.53, \frac{H}{L} \geq 2$$

Donde, α_c varía dependiendo si la placa es robusta o esbelta, t es el espesor de la placa y el peralte efectivo d puede considerarse como $0.80 L_m$ en base al artículo 21.9.4.5 de la Norma E.060 (RNE, 2009).

Por otro lado, la Norma, limita el valor de la fuerza cortante nominal $V_n = V_c + V_s$ mediante la siguiente expresión:

$$V_n \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$$

Si $V_u \leq 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$, la cuantía mínima horizontal no será menor a 0.002 y la cuantía vertical no será menor a 0.0015.

Si $V_u \geq 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$, la cuantía de refuerzo horizontal se determinará mediante las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c, \quad \rho_h = \frac{V_s}{f_y \cdot t \cdot d}, \quad \rho_{h \min} = 0.0025$$

En cuanto a la cuantía vertical, esta se determinará a partir de la cuantía horizontal requerida:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{H}{L}\right) \cdot (\rho_h - 0.0025), \quad \rho_{v \min} = 0.0025$$

La cuantía vertical deberá ser mayor a la obtenida al refuerzo horizontal

8.4 Diseño por capacidad

La Norma E.060 (RNE, 2009) en su artículo 21.9.5.5, indica que, en todas las zonas de los muros donde se espera fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, la cortante de diseño, deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada.

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

V_{ua} y M_{ua} son la cortante y momento último actuante obtenido del análisis estructural.

Asimismo, se debe tener en cuenta:

- El cociente $\frac{Mn}{Mua}$ no debe ser mayor que 0.5 R (coeficiente de reducción)
- La amplificación de cortante solo debe aplicarse hasta una altura igual al mayor valor entre la longitud del muro, $\frac{Mn}{4Vu}$ o la altura de los dos primeros pisos

8.5 Empalmes por traslape de refuerzo

Se emplearán las mismas consideraciones que las columnas para los empalmes dentro de los núcleos confinados. Puesto que, estos elementos cuentan con un comportamiento similar a las columnas.

8.6 Ejemplo de diseño

Se desarrollará a modo de ejemplo, el diseño de la placa PL-04, ubicada cerca al ascensor, en el eje 5-5 (entre los ejes A y C). Al igual que las columnas, es importante destacar que todas las placas reducen sus esfuerzos en el sótano, debido a la presencia de muros de sótano. Por ello, el análisis estructural se realiza en la base de la placa del primer nivel:

Tabla 8.1

Cargas obtenidas en la base de la placa PL-04 en el piso 1

Caso	Pu (ton)	Mu Y-Y (ton.m)	Mu X-X (ton.m)	Vu Y-Y (ton)	Vu X-X (ton)
CM	135.24	-0.12	14.93	-1.67	0.00
CV	19.67	-0.02	3.81	-0.29	0.00
SX Diseño	2.01	1.57	9.21	1.97	0.35
SY Diseño	39.29	0.17	240.56	33.09	0.02

Diseño por flexocompresión

Como se indicó anteriormente, la placa contará con núcleos confinados, debido a que el proyecto se encuentra en una zona sísmica. Asimismo, los aceros verticales en el alma estarán dados por la cuantía mínima vertical preliminarmente de acuerdo a la Norma E.060.

$$\rho_{v \min} = 0.0025$$

El ancho de la placa es de 25 cm, asimismo, se emplearán varillas de 3/8" en dos mallas.

$$A_{s \text{ req}} = 0.25 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 0.0025 = 6.25 \text{ cm}^2/m$$

$$s = \frac{2 \cdot 0.71}{6.25} = 0.22 \approx 0.20 \text{ m}$$

En este sentido, el armado preliminar de la placa PL-04 va estar dado por:

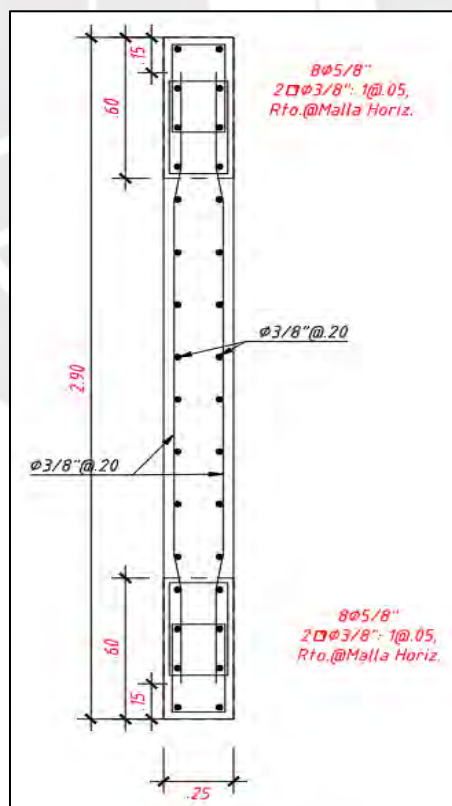


Figura 8.1 Refuerzo preliminar de la PL-04

Tabla 8.2

Combinaciones de carga para la placa PL-04

Caso	Pu (ton)	Mu Y-Y (ton.m)	Mu X-X (ton.m)	Vu Y-Y (ton)	Vu X-X (ton)
1.4CM+1.7CV	222.78	-0.20	27.37	-2.82	-0.01
SISMO X-X					
1.25(CM+CV) + SX	195.65	1.40	32.63	-0.47	0.35
1.25(CM+CV) - SX	191.63	-1.75	14.21	-4.42	-0.36
0.9CM+SX	123.73	1.47	22.64	0.47	0.35
0.9CM-SX	119.71	-1.68	4.22	-3.47	-0.36
SISMO Y-Y					
1.25(CM+CV) + SY	232.93	-0.01	263.98	30.64	0.01
1.25(CM+CV) - SY	154.35	-0.34	-217.13	-35.53	-0.02
0.9CM+SY	161.01	0.06	253.99	31.59	0.01
0.9CM-SY	82.43	-0.27	-227.12	-34.59	-0.02

Posteriormente, se construyó el diagrama de interacción de la sección de placa en cada dirección de análisis:

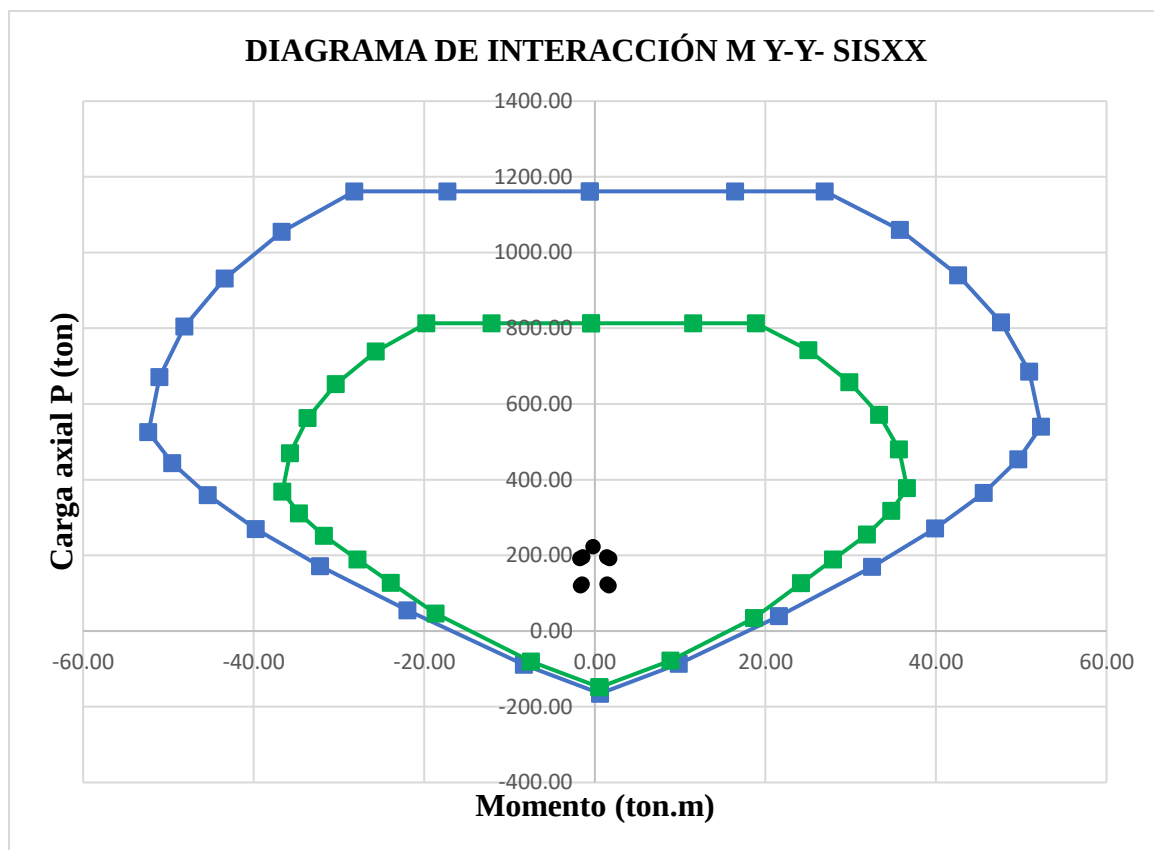


Figura 8.2 Diagrama de interacción alrededor de Y-Y con sismo en X-X

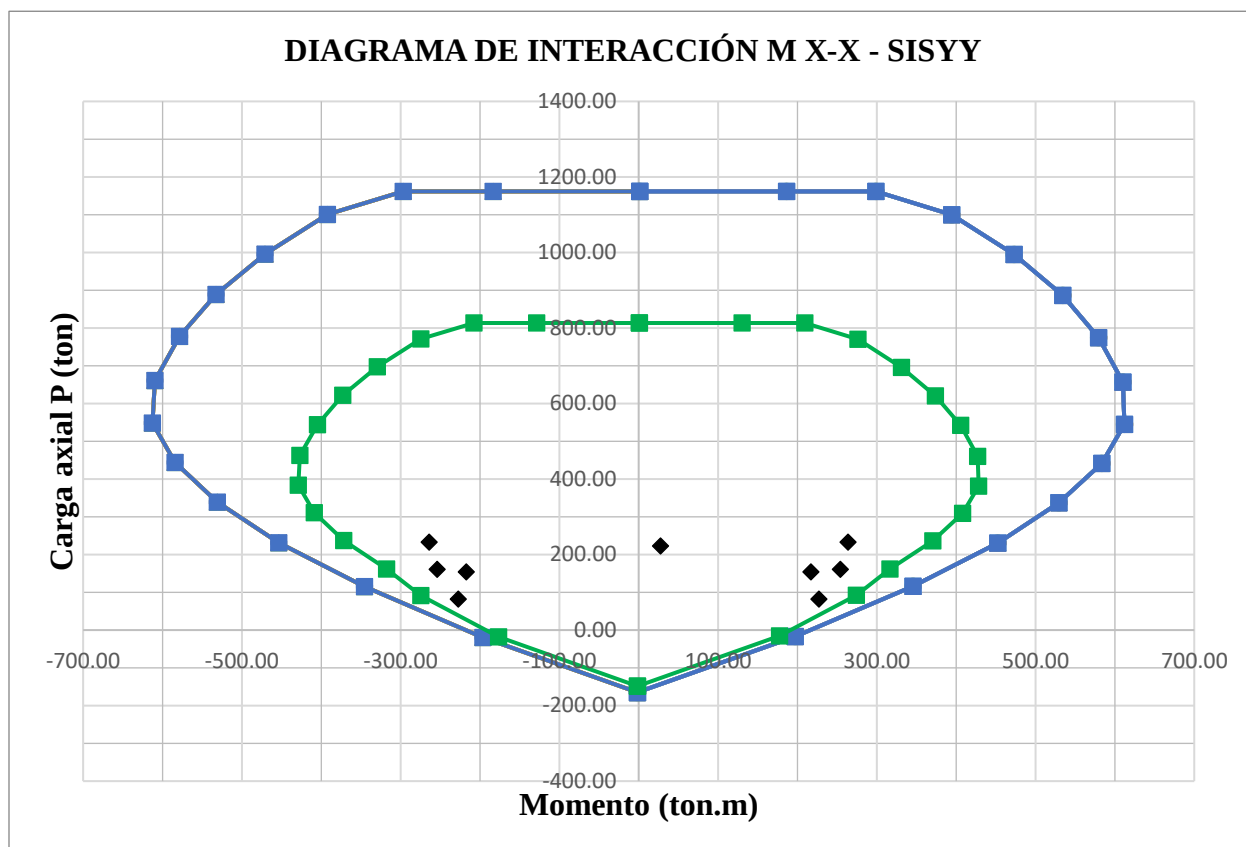


Figura 8.3 Diagrama de interacción alrededor de X-X con sismo en Y-Y

Como se observa en los diagramas de interacción, los puntos obtenidos por medio de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción. Por lo tanto, la resistencia a flexocompresión de la placa se satisface con las solicitaciones de cargas últimas. En este sentido, su armado es correcto y se prosigue con el diseño.

Diseño por cortante

A partir de la Tabla 8.2, se observa que la combinación $1.25(CM + CV) - SY$ representa la mayor fuerza cortante, $V_{ua} = 35.53 \text{ ton}$. La carga axial asignada a dicha combinación es $P_u =$

154.35, el momento actuante es $Mua = 217.13$, y la capacidad asociada es aproximadamente $Mn = 380 \text{ ton.m}$

$$Vu \text{ diseño} = Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right) = 35.53 \cdot \left(\frac{380}{217.13} \right) = 62.18 \text{ ton}$$

Seguidamente, se verifica que la resistencia nominal de la placa es mayor a la exigencia solicitada:

$$\phi \cdot Vnmax \leq 0.85 \cdot 2.6 \cdot \sqrt{210} \cdot 0.25 \cdot 0.8 \cdot 2.9 \cdot 10 = 185.75 \text{ ton} > Vu \text{ diseño}$$

Verificación del refuerzo mínimo:

$$Vumin = 0.27 \cdot \sqrt{210} \cdot 0.25 \cdot 0.8 \cdot 2.9 \cdot 10 = 22.7 \text{ ton} < Vu \text{ diseño}$$

En base a este resultado, se determinarán las cuantías de acuerdo a las siguientes fórmulas presentadas:

Cuantía de refuerzo horizontal:

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{18}{2.9} = 6.20 \geq 2, \alpha_c = 0.53$$

$$\phi Vc = \alpha_c \cdot \sqrt{f'c} \cdot t \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 0.25 \cdot 0.8 \cdot 2.9 \cdot 10 = 37.86 \text{ ton}$$

$$Vs = \frac{62.18 - 37.86}{0.85} = 28.61 \text{ ton}$$

$$\rho_h = \frac{Vs}{f_y \cdot t \cdot d} = \frac{28.61 \cdot 1000}{4200 \cdot 25 \cdot 0.8 \cdot 290} = 0.00117 < \rho_{h \text{ min}}$$

Como la cuantía exigida es menor al mínimo exigido por la norma, se elige $\rho_{h \text{ min}} = 0.0025$.

Cuantía de refuerzo vertical:

La norma indica que no se debe emplear una cuantía mayor al refuerzo vertical, por lo tanto, se elige $\rho_{v\ min} = 0.0025$.

En este sentido, se determina que el refuerzo vertical y horizontal serán diseñados con la cuantía mínima 0.0025. En ese sentido, el refuerzo va contar con la siguiente distribución:

Placa de 0.25 m de espesor: $\Phi 3/8"$ @0.20 m horizontal y $\Phi 3/8"$ @0.20 m vertical.

El espaciamiento de estribos dentro de los núcleos confinados va ser igual al espaciamiento de la malla horizontal. En este sentido, el diseño final de la placa va ser el siguiente:

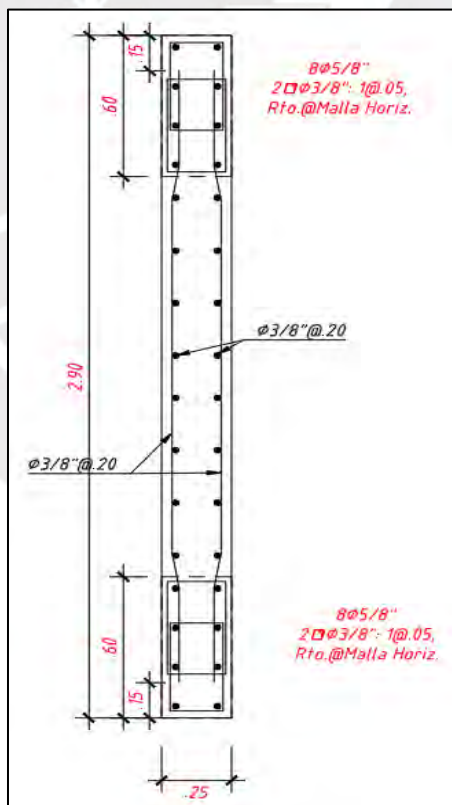


Figura 8.4 Diseño final de la placa PL-04

Capítulo 9: Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones son elementos estructurales encargados de recibir las cargas de los elementos verticales y transmitirlas al terreno. El diseño de estos se basa en evitar que los esfuerzos actuantes sean mayores al esfuerzo admisible del suelo. El valor del esfuerzo admisible ha sido obtenido previamente a partir de un estudio de mecánica de suelos (EMS), siendo este 4 kg/cm^2 .

Las cimentaciones superficiales más empleadas en nuestro medio para edificios convencionales son: zapatas aisladas, zapatas conectadas y zapatas combinadas. Para el caso particular del edificio en estudio se va realizar el diseño manual de una zapata aislada. Por otro lado, las cimentaciones ubicadas en el perímetro de la edificación, las cuales contienen placas y muros de contención, fueron analizadas mediante un modelo en el software SAFE. De esta misma, se logró analizar y diseñar las vigas de cimentación.

9.1 Diseño de zapata aislada

Las zapatas aisladas son el tipo de cimentación más económico que existe; por esta razón, su uso debe maximizarse, el elemento vertical que transmite las cargas normalmente se ubica en el centro de gravedad de la zapata, asimismo, las solicitaciones de momentos que resisten estos por lo general no son muy elevados. A continuación, se muestra las nomenclaturas empleadas para las zapatas aisladas:

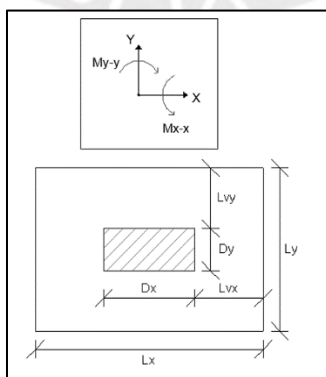


Figura 9.1 Nomenclatura de medidas de la zapata aislada

9.2 Dimensionamiento

Se debe verificar que la presión transmitida al suelo por efecto de las cargas provenientes de columnas o placas sea siempre menor que la presión admisible del terreno. Esta presión generada sobre el suelo depende directamente de las dimensiones de la zapata, de modo que, a mayor área de zapata, menor será la presión transmitida.

Para el dimensionamiento de las zapatas, se utilizarán todas las cargas en condiciones de servicio, considerando que las cargas sísmicas deben reducirse en un 80%. Por otro lado, de acuerdo a la Norma E.060, (RNE,2009), cuando se trata de cargas temporales como las generadas por sismo o viento, se permite amplificar la presión admisible del suelo en un 30%. En este sentido, el área tentativa de una zapata va estar dada por

$$A_{req} = \frac{(1 + \%Pp) \cdot (P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{adm}}, A_{req} = \frac{(1 + \%Pp) \cdot (P_{CM} + P_{CV}) + P_{CS}}{\sigma_{adm}}$$

Para calcular las cargas de la zapata, se deberá estimar un porcentaje adicional del peso propio de la zapa, el cual se define según la presión admisible del suelo:

$$0.5 < \sigma_{adm} < 2 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \%PP = 8 - 15\%$$

$$2 < \sigma_{adm} < 4 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \%PP = 4 - 8\%$$

Luego, se deberá determinar los esfuerzos máximos en los extremos de la zapata considerando las cargas axiales y los momentos en cada dirección, mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma_x = \frac{P_{CM} + P_{CV} \pm P_{CSx}}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy} \pm Msx_{yy}) \cdot \frac{L_x}{2}}{I_{yy}}$$

$$\sigma_y = \frac{P_{CM} + P_{CV} \pm P_{CSy}}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx} \pm Msx_{xx}) \cdot \frac{L_y}{2}}{I_{xx}}$$

En el caso de zapatas sometidas a grandes momentos, puede ocurrir que se generen presiones de tracción en el análisis. No obstante, dado que el suelo no puede resistir tracciones, es necesario eliminar estas presiones mediante un proceso de redistribución de esfuerzos. Para dicho fin, se puede emplear el método de distribución propuesto por Meyerhof (Bowles, 1995), el cual permite obtener una distribución de presiones realista y admisible bajo la zapata. A continuación, se muestra ello.

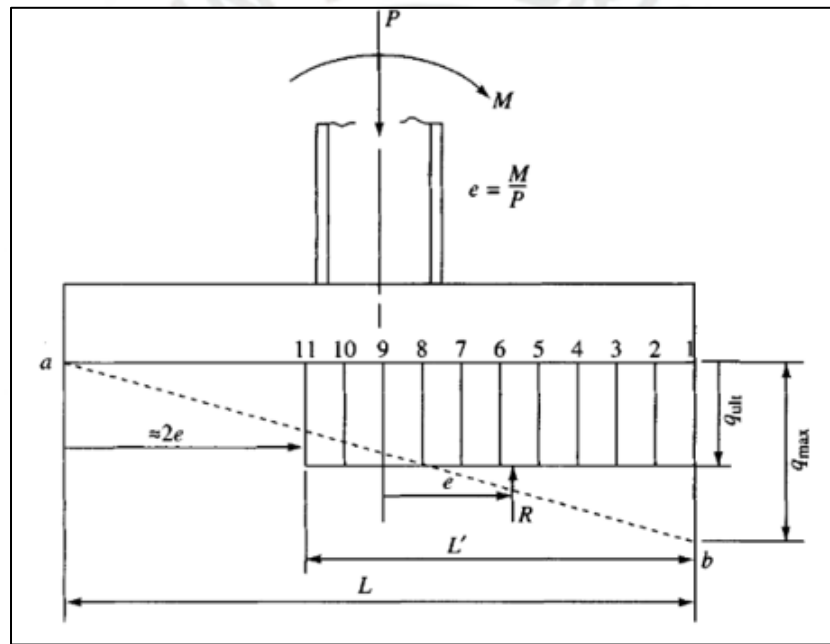


Figura 9.2 Distribución de esfuerzos propuesta por Meyerhof (Bowles, 1995)

Dirección X-X:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot P}{3 \cdot L_y \cdot \left(\frac{L_x}{2} - \frac{M_{y-y}}{P} \right)}$$

Dirección Y-Y:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot P}{3 \cdot L_x \cdot \left(\frac{L_y}{2} - \frac{M_{x-x}}{P} \right)}$$

Aclarar que, la excentricidad obtenida en cada dirección no debe ser mayor a la tercera parte de la dimensión de la zapata en dicha dirección. Ello con el fin de no estar al límite con los problemas de volteo.

9.3 Verificación del corte por punzonamiento

Las zapatas no llevan refuerzo por corte; por ello, es necesario determinar una altura de zapata de tal modo que el peralte efectivo “d” de esta pueda ser suficiente para resistir los efectos de punzonamiento. La sección crítica de punzonamiento es la que se encuentra a una distancia “d/2” de las caras de los elementos verticales. A continuación, se muestra la ubicación de la sección crítica.

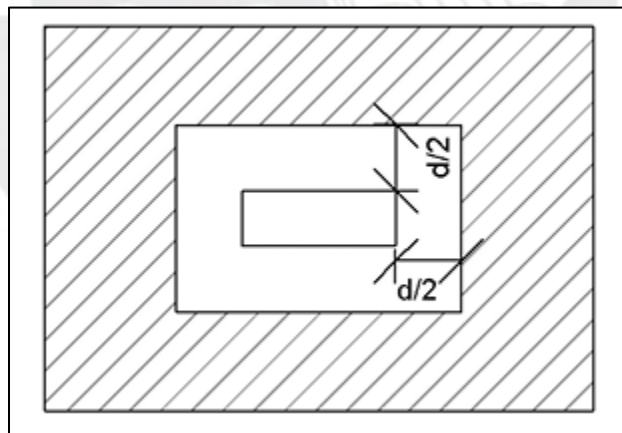


Figura 9.3 Sección crítica para el diseño por punzonamiento

La fuerza cortante debido al punzonamiento se determina de la siguiente manera:

$$Vu = \sigma_u \cdot (At - Ao)$$

Donde:

A_o = área de la sección crítica, $A_o = (D_x + d) \cdot (D_y + d)$

La resistencia a punzonamiento del concreto, está dado por el menor valor de las siguientes expresiones:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha \cdot d}{b_o}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

b_o = Perímetro de la sección crítica $b_o = 2 \cdot (D_x + D_y + 2 \cdot d)$

d = peralte efectivo con un recubrimiento de 10 cm

α = factor que relaciona la resistencia y cantidad de lados resistentes. Se considera, 40 para columna centrada, 30 para columna de borde y 20 para columna esquinera.

β = cociente entre lado mayor y menor de la columna.

La resistencia a punzonamiento del concreto deberá cumplir: $\phi V_c > V_u$, caso contrario, se deberá iterar el peralte de la zapata.

9.4 Verificación por cortante

Para el diseño por corte se debe analizar la sección de la zapata ubicada a “d” de la cara del apoyo evaluándose las dos direcciones (x e y) de forma independiente. A continuación, se muestra la sección crítica:

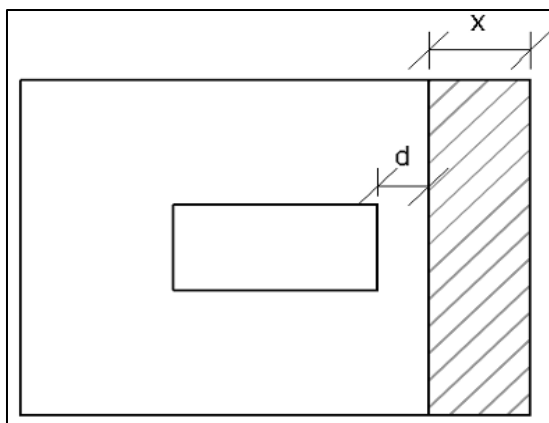


Figura 9.4 Sección crítica para la verificación por corte

La cortante última por corte V_u en cada dirección de análisis se halla con las siguientes expresiones:

$$V_{ux} = \sigma_u \cdot L_y \cdot (L_{vx} - d), \quad V_{uy} = \sigma_u \cdot L_x \cdot (L_{vy} - d)$$

Asimismo, la resistencia del concreto ϕV_c va estar definida por las siguientes expresiones:

$$\phi V_{cx} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot L_y \cdot d, \quad \phi V_{cy} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot L_x \cdot d$$

La resistencia a corte del concreto deberá cumplir: $\phi V_c > V_u$ en ambas direcciones, caso contrario, se deberá iterar el peralte de la zapata.

9.5 Diseño por flexión

Una vez determinado el peralte de la zapata, se procede a calcular el acero de refuerzo por flexión. El momento flector máximo (M_u) para el diseño se considerará a la cara del elemento vertical. Como la reacción del suelo empuja de la base de la zapata hacia arriba, la zona inferior estará sometida a tracción y por ende será necesario reforzarla con acero en sus dos direcciones.

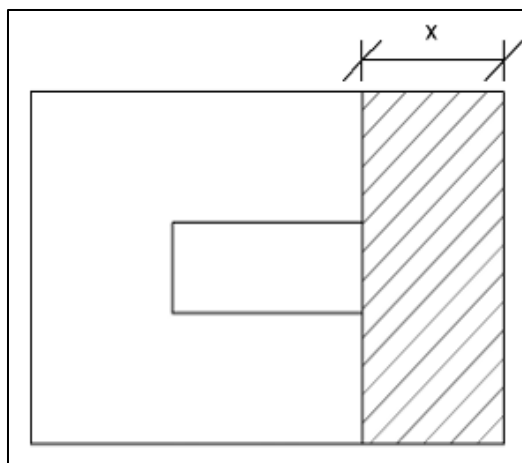


Figura 9.5 Sección crítica por flexión

El momento último a la cara de la columna en ambas direcciones viene dada por:

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u \cdot l v x^2 \cdot L_y}{2}, \quad M_{uy} = \frac{\sigma_u \cdot l v y^2 \cdot L_x}{2}$$

Por otro lado, de acuerdo a la Norma E.060 (RNE,2009), en su artículo 9.7, indica que la cuantía mínima que se debe instalar en zapatas debe ser 0.0018.

9.6 Ejemplo de diseño de zapata aislada

A modo de ejemplo se diseñará la zapata aislada de la columna C-03, ubicada en la intersección de los ejes 3-3 y C-C. Las dimensiones de la columna son: $L_x = 0.9 \text{ m}$ y $L_y = 0.25 \text{ m}$. A continuación, se muestran los resultados del análisis de cargas en la base de la columna con las solicitaciones de sismo reducidos al 80%.

Tabla 9.1

Cargas en la base de la columna C-03

Caso	Pu (ton)	Mu X-X (ton.m)	Mu Y-Y (ton.m)
CM	145.38	-0.24	0.49
CV	28.53	-0.27	0.17
SX Diseño	-3.18	0.05	1.14
SY Diseño	3.07	0.05	0.15

Dimensionamiento:

En primer lugar, se determina el área requerida de la zapata bajo cargas de servicio. A esta última se considera un porcentaje adicional debido al peso propio de la zapata, por el tipo de suelo presente:

$$A_{req} = \frac{1.05 \cdot (145.38 + 28.53)}{40} = 4.56 \text{ m}^2$$

Es recomendable emplear volados iguales en ambas direcciones para distribuir mejor las presiones y para que el refuerzo a flexión sea similar en ambas direcciones. En este sentido, se empleará las siguientes dimensiones:

$$L_x = 2.7 \text{ m}, \quad L_y = 2.05 \text{ m}, \quad h = 7.6 \text{ m}$$

Las dimensiones de la zapata generan un área de 5.54 m^2 , la cual es mayor a lo requerido por las cargas de servicio. En este sentido, al contar con las dimensiones de la zapata, se puede estimar el peso propio y el peso del suelo sobre la zapata.

$$P_{Zapata} = 2.4 \cdot (2.7 \cdot 2.05 \cdot 0.7) = 9.30 \text{ tn}$$

$$P_{suelo} = 1.95 \cdot 2.7 \cdot 2.05 \cdot (1.3 - 0.7) = 6.47 \text{ ton}$$

$$P_{zapata} + P_{suelo} = 15.77 \text{ ton}$$

En Segundo lugar, se calcular los esfuerzos en la base de la zapata para los casos por cargas de gravedad y los que incluyen cargas de sismo en cada dirección de análisis.

- Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad:

$$\sigma_x = \frac{P}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M_{yy}}{B \cdot L^2}, \quad \sigma_y = \frac{P}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M_{xx}}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma_x = \frac{145.38 + 28.53 + 15.77}{5.54} \pm \frac{6 \cdot (0.49 + 0.17)}{2.05 \cdot 2.7^2}$$

$$\sigma_{xmax} = 34.53 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{xmin} = 34.01 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_y = \frac{145.38 + 28.53 + 15.77}{5.54} \pm \frac{6 \cdot (-0.24 + (-0.27))}{2.7 \cdot 2.05^2}$$

$$\sigma_{ymax} = 34.54 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{ymin} = 34.00 \text{ ton/m}^2$$

Se puede observar que todos los esfuerzos en la dirección X-X y Y-Y son menores al esfuerzo admisible de 40 ton/m², asimismo, estos son positivos por lo que no es necesario realizar una redistribución de esfuerzos.

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

Caso 1: Cargas de gravedad y por sismos en X-X positivo:

$$\sigma_{x-x} = \frac{145.38 + 28.53 + 15.77 + (-3.18)}{5.54} \pm \frac{6 \cdot (0.49 + 0.17 + 1.14)}{2.05 \cdot 2.7^2}$$

$$\sigma_{xmax} = 34.92 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{xmin} = 32.97 \text{ ton/m}^2$$

Caso 2: Cargas de gravedad y por sismos en X-X negativo:

$$\sigma_{x-x} = \frac{145.38 + 28.53 + 15.77 - (-3.18)}{5.54} \pm \frac{6 \cdot (0.49 + 0.17 - 1.14)}{2.05 \cdot 2.7^2}$$

$$\sigma_{xmax} = 35.04 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{xmin} = 34.65 \text{ ton/m}^2$$

Caso 3: Cargas de gravedad y por sismos en Y-Y positivo:

$$\sigma_{y-y} = \frac{145.38 + 28.53 + 15.77 + 3.07}{5.54} \pm \frac{6 \cdot (-0.24 - 0.27 + 0.05)}{2.7 \cdot 2.05^2}$$

$$\sigma_{ymax} = 35.07 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{ymin} = 34.58 \text{ ton/m}^2$$

Caso 4: Cargas de gravedad y por sismos en Y-Y negativo:

$$\sigma_{y-y} = \frac{145.38 + 28.53 + 15.77 - 3.07}{5.54} \pm \frac{6 \cdot (-0.24 - 0.27 - 0.05)}{2.7 \cdot 2.05^2}$$

$$\sigma_{ymax} = 34.01 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{ymin} = 33.42 \text{ ton/m}^2$$

Se observa que, en los cuatro casos, los esfuerzos se encuentran por debajo del esfuerzo admisible amplificado $40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$. Por lo que, las dimensiones elegidas son correctas. Con el motivo de evitar realizar todas las combinaciones de carga que nos propone la norma para obtener el esfuerzo último del terreno, a continuación, se muestran los factores que nos permiten obtener la carga amplificada de diseño:

$$\sigma_{grav} = 1.5 \cdot 34.54 \approx 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{sismo} = 1.25 \cdot 35.07 \approx 44 \text{ ton/m}^2$$

En este sentido, se determina que el mayor valor de carga última ocurre para cargas de gravedad. Por ello, la carga amplificada de diseño será 52 ton/m^2 .

Corte por punzonamiento

El peralte efectivo que se suele emplear en cimentaciones es $h = 10 \text{ cm}$. En este sentido, el peralte de la zapata es de 60 cm . A continuación, se calcula la fuerza cortante última de diseño:

$$A_0 = (0.9 + 0.6) \cdot (0.25 + 0.6) = 1.28 \text{ m}^2$$

$$V_u = 52 \cdot (5.54 - 1.28) = 221.52 \text{ ton}$$

Por otro lado, la resistencia a cortante del concreto por punzonamiento será el menor de los siguientes resultados:

$$b_0 = 4 \cdot 0.6 + 2 \cdot (0.9 + 0.25) = 4.7 \text{ m}$$

$$V_{c1} = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\frac{0.9}{0.25}} \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 4.7 \cdot 0.6 \cdot 10 = 336.91 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c2} = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 0.6}{4.7} \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 4.7 \cdot 0.6 \cdot 10 = 784.10 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c3} = 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 4.7 \cdot 0.6 \cdot 10 = 433.18 \text{ ton}$$

Se elige el menor resultado: $V_{c1} = 336.91 \text{ ton}$ y se verifica que este es mayor a la cortante última de diseño:

$$\phi V_{c1} = 286.37 \text{ ton} > 221.52 \text{ ton}$$

Corte por flexión:

Se determina la resistencia del concreto y la fuerza cortante a una distancia d de la cara de la columna en ambas direcciones:

Dirección X-X:

$$V_{ux} = 52 \cdot 2.05 \cdot (0.9 - 0.6) = 31.98 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c_x} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2.05 \cdot 0.6 \cdot 10 = 80.30 \text{ ton} > V_{ux}$$

Dirección Y-Y:

$$V_{uy} = 52 \cdot 2.7 \cdot (0.9 - 0.6) = 42.12 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c_y} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2.7 \cdot 0.6 \cdot 10 = 105.76 \text{ ton} > V_{uy}$$

Se concluye que la sección de la zapata cumple con la sollicitación de fuerza cortante por flexión en sus dos direcciones.

Diseño por flexión:

A continuación, se muestra los momentos últimos de diseño y el acero requerido para cada dirección de análisis:

Tabla 9.2

Acero requerido por flexión por la zapata de la columna C-03

	X-X	Y-Y
Volado	0.90	0.90
Mu (ton.m)	43.17	56.86
b (m)	2.05	2.70
d (m)	0.60	0.60
a (cm)	2.23	2.23

As requerido (cm ²)	19.39	25.55
As mínimo (cm ²)	25.83	34.02

Se aprecia que el mínimo acero requerido es mayor al acero solicitado en ambas direcciones. En este sentido, para un metro de ancho y empleando varillas de 3/4" se tiene el siguiente espaciamiento:

$$As_{min} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 70 = 12.6 \text{ cm}^2 \rightarrow s = \frac{2.85}{12.6} = 0.22 \text{ cm}$$

Como el acero requerido es muy cercano al acero mínimo y con el objetivo de dar holgura en la resistencia a nuestro diseño, se emplean aceros de 3/4" @0.20m

Finalmente, se tiene el esquema final del diseño de la zapata:

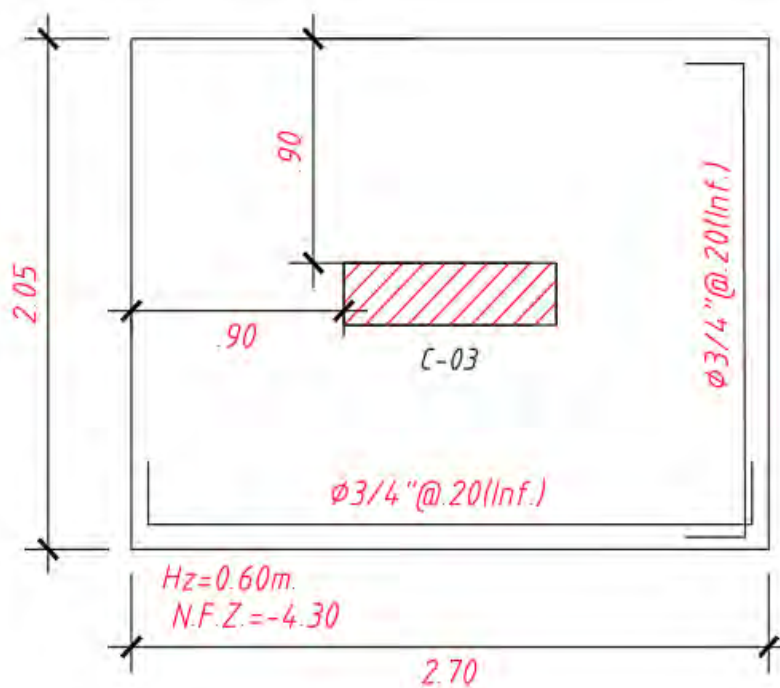


Figura 9.6 Diseño final de la zapata de la columna C-03

Capítulo 10: Diseño de elementos adicionales

10.1 Diseño de escaleras

El proyecto cuenta con escaleras convencionales. Estructuralmente se comportan como losas macizas unidireccionales, simplemente apoyadas en sus extremos. El cálculo del peso propio debe incluir la contribución de los escalones.

Como ejemplo, se realizará el diseño del primer tramo de la escalera principal del edificio, ubicado al costado del ascensor.

Escalera:

$$Paso (p) = 25 \text{ cm}$$

$$Contrapaso (cp) = 18 \text{ cm}$$

$$Garganta (t) = 15 \text{ cm}$$

$$Sobrecarga = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$Piso terminado = 200 \text{ kg/m}^2$$

Metrado de cargas:

Se realizará el metrado por 1 metro de ancho. Por otro lado, el peso propio de la escalera viene dado por la siguiente expresión:

Tramo inclinado:

$$w_{pp} = \gamma \cdot \left(\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{\left(\frac{cp}{p} \right)^2 + 1} \right) = 2.4 \cdot \left(\frac{0.18}{2} + 0.15 \cdot \sqrt{\left(\frac{0.18}{0.25} \right)^2 + 1} \right) = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

$$CM = 0.66 \cdot 1 + 0.1 \cdot 1 = 0.76 \text{ ton/m}$$

$$w_u = 1.4 \cdot 0.76 + 1.7 \cdot 0.2 = 1.404 \text{ ton/m}$$

Tramo horizontal:

$$CM = 2.4 \cdot 0.15 \cdot 1 + 0.1 \cdot 1 = 0.46 \text{ ton/m}$$

$$w_u = 1.4 \cdot 0.46 + 1.7 \cdot 0.2 = 0.98 \text{ ton/m}$$

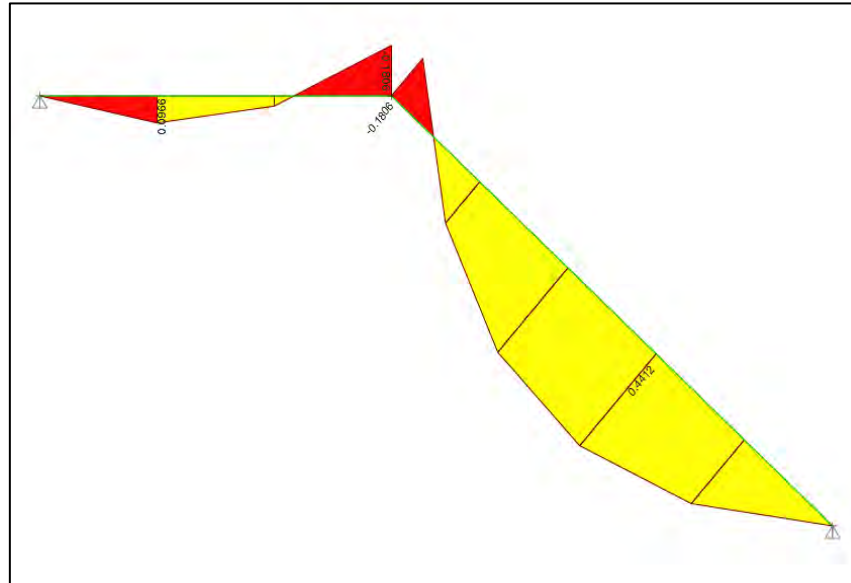


Figura 10.1 Diagrama de momento flector

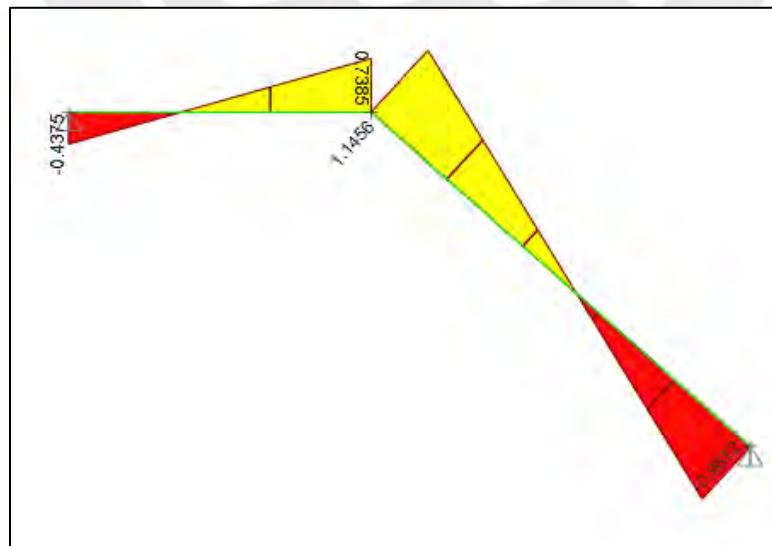


Figura 10.2 Diagrama de fuerza cortante

Diseño por cortante

A partir del diagrama cortante, se observa que la máxima fuerza cortante última es de $V_u = 1.14 \text{ ton}$. Por otro lado, la resistencia del concreto a fuerza cortante con un peralte efectivo de $d = 21 \text{ cm}$ viene dado por:

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

Diseño por flexión

Datos:

$$M_u = 0.44 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$a = 0.23 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = 0.98 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a la Norma E.060 (RNE, 2009), el refuerzo mínimo está dado por

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot 12 \cdot 100 = 2.16 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se instala refuerzo mínimo para acero longitudinal y transversal:

Longitudinal: $\emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$

Transversal: $\emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$

Se plante el mismo procedimiento en el tramo horizontal. De este modo, se obtiene el diseño final de la escalera:

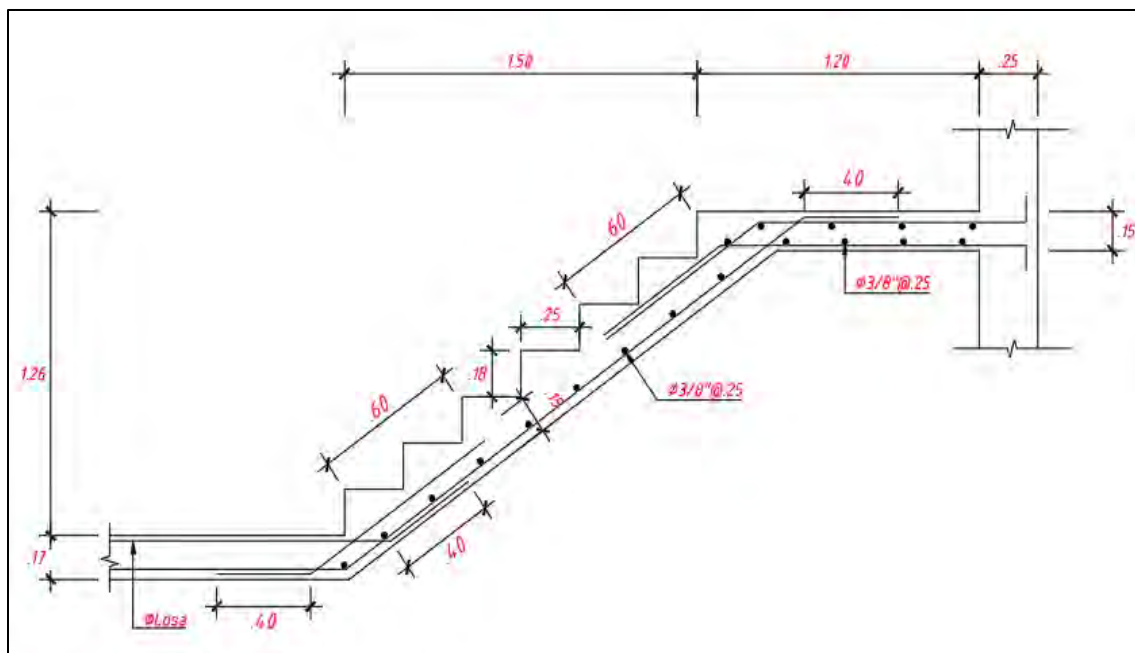


Figura 10.1 Diseño final de escalera

10.2 Diseño de muros de sótano

Los muros de sótano están diseñados para resistir el empuje lateral generado por el suelo u otros materiales ubicados en su entorno. Estos elementos estructurales cuentan con apoyo lateral tanto en la cimentación como en cada nivel donde exista una losa, lo que les proporciona estabilidad suficiente para impedir el volteo. En este sentido, la idealización de este elemento es una viga simplemente apoyada en sus extremos.

Para el análisis estructural, se determinará la carga distribuida del suelo sobre el muro, mediante la teoría de Rankine (Murthy, 2002), la cual es aplicable para suelos granulares compactados y secos. A continuación, se muestra las expresiones a emplear:

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$E_A = K_A \cdot \gamma \cdot H$$

$$E_{s/c} = K_A \cdot w_{s/c}$$

Donde:

K_A = Coeficiente de empuje activo

ϕ = Ángulo de fricción del suelo

γ = Peso específico del suelo

H = Altura de suelo que actúa en el empuje activo

$w_{s/c}$ = Sobrecarga actuante sobre el terreno

E_A = Empuje activo del suelo (distribución triangular)

$E_{s/c}$ = Empuje por la sobrecarga (distribución rectangular)

En cuanto al diseño al diseño por flexión y por corte, esta es similar a una viga o losa con un ancho de 1 m. A continuación, a modo de ejemplo, se muestra el diseño de un muro típico del sótano, con un espesor de 25 cm:

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$H_{muro} = 3.7$$

$$w_{s/c} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$t_{muro} = 25 \text{ cm}$$

$$K_A = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33$$

$$E_A = 1.7 \cdot 0.33 \cdot 1.8 \cdot 3.7 = 3.77 \text{ ton/m}$$

$$E_{S/c} = 1.7 \cdot 0.33 \cdot 0.2 = 0.113 \text{ ton/m}$$

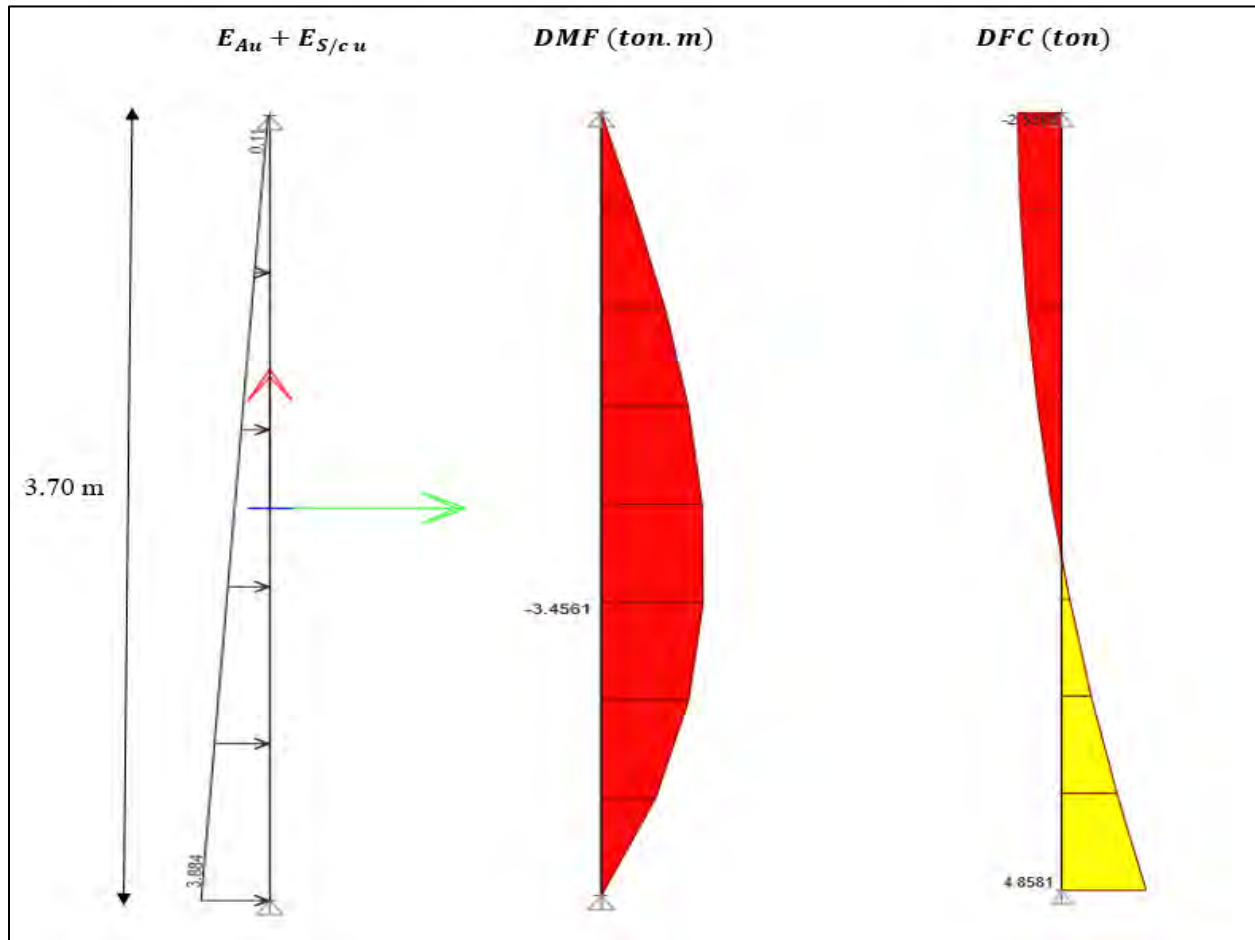


Figura 10.2 Diagrama de momento flector y fuerza cortante en muro de sótano

Diseño por cortante

A partir del diagrama cortante, se observa que la máxima fuerza cortante última es de $V_u = 4.86 \text{ ton}$. Por otro lado, la resistencia del concreto a fuerza cortante con un peralte efectivo de $d = 21 \text{ cm}$ viene dado por:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 21 = 13.70 \text{ ton} > V_u$$

Diseño por flexión

Datos:

$$M_u = 3.45 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$a = 1.05 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = 4.46 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a la Norma E.060 (RNE, 2009), artículo 14.3, los refuerzos mínimos verticales y horizontales vienen dado por:

$$A_{s_{min \text{ vert}}} = 0.0015 \cdot 25 \cdot 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min \text{ hor}}} = 0.0020 \cdot 25 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2$$

De forma conservadora, se utilizará dos capas de acero en ambas direcciones con el fin de uniformizar la malla:

$$\text{Vertical: } 2\phi 3/8'' @ 0.15\text{m} \rightarrow \phi M_n = 3.65 \text{ ton}$$

$$\text{Horizontal: } 2\phi 3/8'' @ 0.15\text{m}$$

A continuación, se muestra el esquema final del muro de sótano:

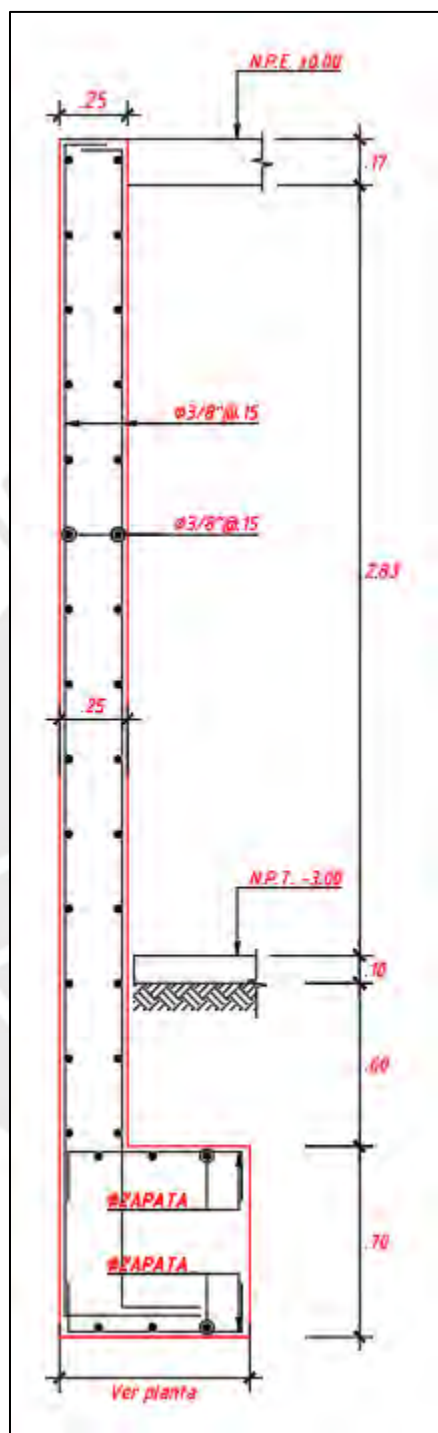


Figura 10.3 Diseño final de muro de sótano

10.3 Diseño de cisterna enterrada

Al igual que los muros de sótano, el diseño de los muros de la cisterna, contempla las siguientes consideraciones:

- De acuerdo a la Norma E.060 (RNE, 2009), en su artículo 9.2.6, el factor de amplificación por la presión de líquidos es de 1.4.
- La cuantía mínima para muros en contacto con agua es igual 0.0028. Para el presente proyecto, se realizará el diseño en su condición más crítica, cuando la cisterna se encuentre totalmente vacía.

A continuación, se muestran el diagrama de momentos flectores y fuerzas cortantes del muro de cisterna:

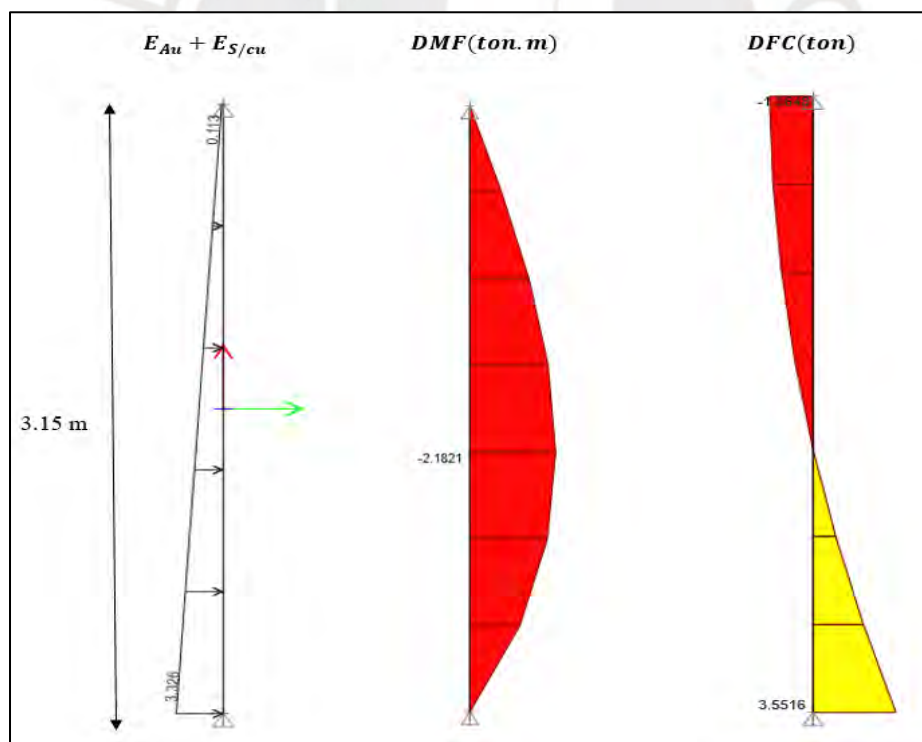


Figura 10.4 Diseño final de muro de sótano

Diseño por cortante

A partir del diagrama cortante, se observa que la máxima fuerza cortante última es de $V_u = 3.55 \text{ ton}$. Por otro lado, la resistencia del concreto a fuerza cortante con un peralte efectivo de $d = 26 \text{ cm}$ viene dado por:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 26 = 16.97 \text{ ton} > V_u$$

Diseño por flexión

Datos:

$$M_u = 2.18 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 26 \text{ cm}$$

$$a = 0.53 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0028 \cdot 30 \cdot 100 = 8.4 \text{ cm}^2$$

De forma conservadora, se utilizará dos capas de acero en ambas direcciones con el fin de uniformizar la malla:

$$\text{Vertical: } 2\phi 3/8'' @ 0.15\text{m} \rightarrow \phi M_n = 4.55 \text{ ton}$$

$$\text{Horizontal: } 2\phi 3/8'' @ 0.15\text{m}$$

A continuación, se muestra el esquema final de la cisterna:

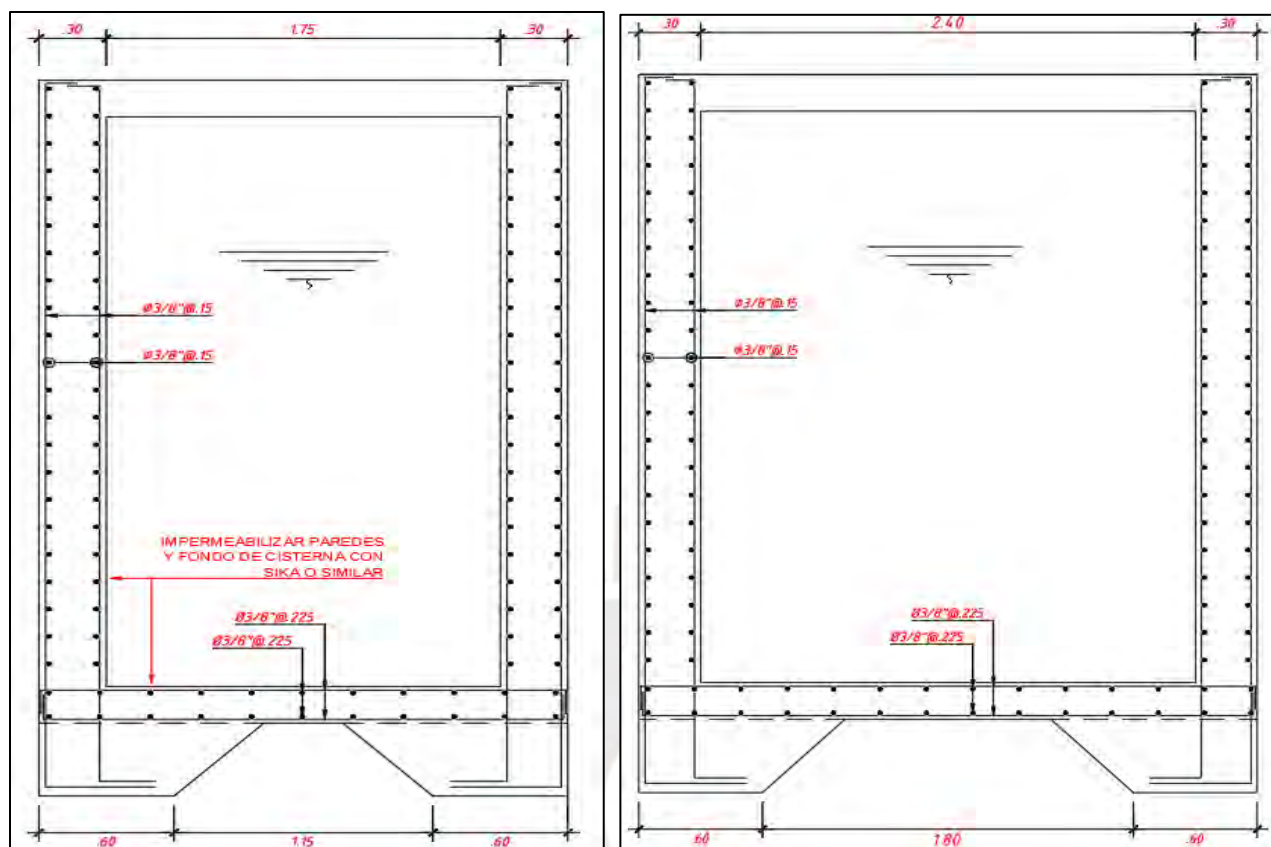


Figura 10.5 Diseño final de cisterna

Capítulo 11: Conclusiones

- Se ha comprobado que los métodos empíricos utilizados para el predimensionamiento permiten obtener estimaciones iniciales razonables de las dimensiones de los elementos estructurales. Sin embargo, estas deben ser verificadas y pueden variar a partir del análisis sísmico y el diseño estructural. Es por ello que se menciona que el diseño estructural constituye un proceso iterativo, en el cual las propuestas iniciales de dimensiones y configuraciones son continuamente evaluados y ajustados en función de los resultados de obtenidos durante el análisis y verificaciones estructurales.
- A partir del análisis modal se obtuvo que el periodo fundamental para la dirección X-X fue de: 0.37 s, mientras que para la dirección Y-Y un valor de 0.58 s. Los resultados son compatibles con la rigidez de cada dirección de análisis, puesto que, en la dirección X-X, se concentran placas de mayor longitud y columnas trabajando en esta dirección en comparación a las placas de menor dimensión en la dirección Y-Y.
- Las derivas de entrepiso máximas obtenidas a partir del análisis sísmico dinámico en la dirección X-X Y y Y-Y fueron 2.9‰ y 5.8‰ respectivamente. Valores inferiores a la deriva máxima permitida por la Norma E.030 (RNE, 2018) igual a 7‰. Por lo tanto, se concluye que la estructuración planteada aporta una adecuada rigidez lateral de la edificación limitando los desplazamientos relativos de entrepiso.
- A partir de los resultados del análisis sísmico se comprobó que las asunciones iniciales sobre la irregularidad en planta y en altura fueron correctas. De este modo, al determinar que la estructura era regular, no fue necesario castigar al factor de reducción de fuerzas sísmicas R , la cual conllevó a diseñar el proyecto con una cortante basal menor a si la estructura hubiera presentado irregularidad.

- El sistema estructural sismorresistente de muros estructurales asumido inicialmente fue correcto. Puesto que, se verificó que las placas resistían cortantes mayores al 70% de la cortante basal en cada dirección de análisis. Asimismo, para lograr que la cortante basal dinámica sea por lo menos el 80% (para estructuras regulares) de la cortante estática, se amplificó las cargas del análisis en 1.1 (MY+) y 1.21(MY-) en la dirección X-X y por 1.11(MX+) y 1.05(MX-) en la dirección Y-Y. Con estas últimas cargas amplificadas se realizó el diseño estructural de los elementos estructurales.
- Las disposiciones especiales de diseño sísmico por capacidad exigidas por la Norma E.060 (RNE, 2009) son sumamente relevantes a la hora de diseñar, puesto que garantiza una sobre resistencia de cortante comparado a la resistencia por momento de los componentes estructurales, la cual, conlleva a generar fallas dúctiles antes que las frágiles. Con el objetivo de resguardar las vidas de los habitantes del edificio en eventos sísmicos. Se aplicó este concepto en el proyecto para vigas con luces cortas y para las placas en los dos primeros pisos.
- En general, los muros de sótano presentan una rigidez considerablemente elevada, lo que impide que estos elementos estructurales ingresen al rango de comportamiento inelástico. En consecuencia, es común que la inclusión de los niveles de sótano sea omitida en el modelo matemático de análisis estructural. No obstante, en los casos en los que se decide incorporar el sótano en dicho modelo, se debe tener en cuenta que, al no tratarse de elementos de rigidez infinita, pueden introducir cierta flexibilidad adicional en la superestructura. Esta condición podría derivar en un incremento leve de los desplazamientos laterales y de las distorsiones del sistema estructural. Además, al considerar el sótano en el modelo, el periodo fundamental de vibración tiende a aumentar,

lo que conlleva a una reducción de la demanda sísmica en términos de fuerzas. Por lo tanto, omitir el sótano en el análisis puede considerarse una práctica conservadora desde el punto de vista de la resistencia estructural.

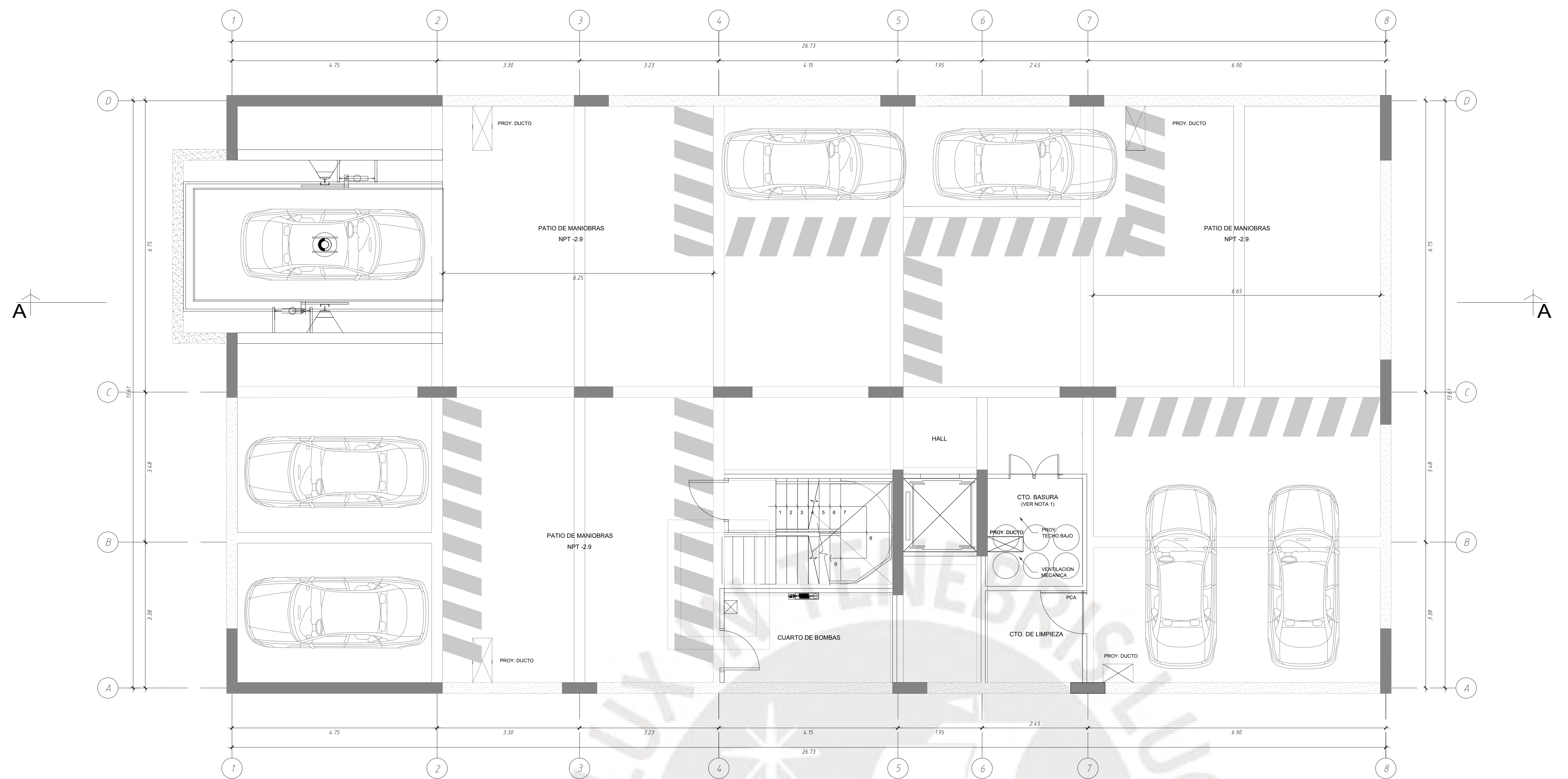


Bibliografía

- Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de Edificios*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill.
- Chamorro, R. (2024). *Diseño estructural en concreto armado de un edificio de vivienda multifamiliar de ocho pisos y un sótano en el distrito de San Miguel*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Harmesen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Muñoz, A. (2021). *Apuntes del Curso de Ingeniería Sismorresistente*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Muñoz, M. A. (2017). *Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de Cinco Pisos y Tres sótanos Ubicado en el Distrito de Barranco*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Otazzi, G. (2016). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

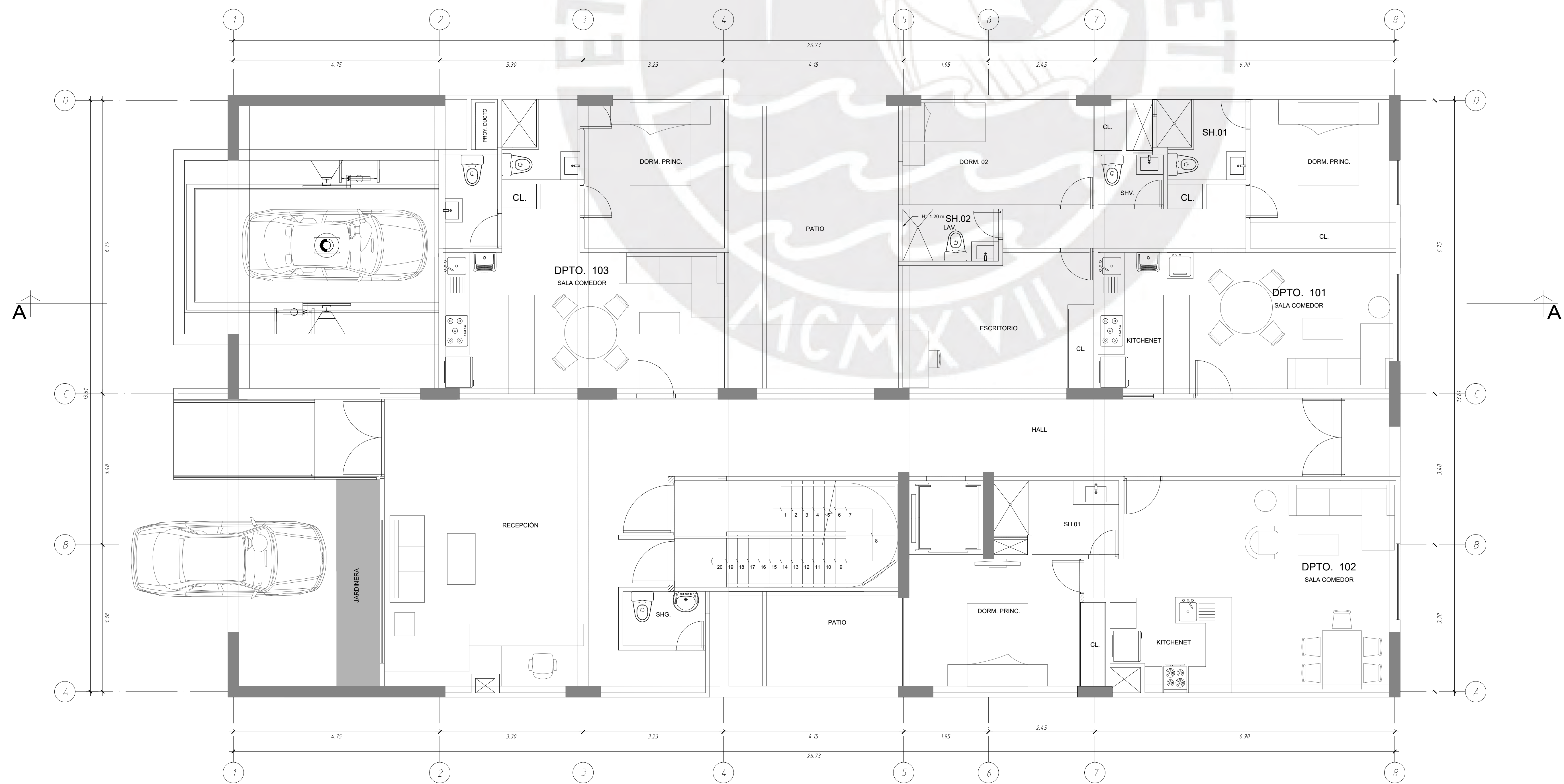




PISO DE SÓTANO 1
ESCALA: 1:50

LEYENDA

- PLACAS Y COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO
- MURDO DE SÓTANO
- PROYECCIONES DE PISOS



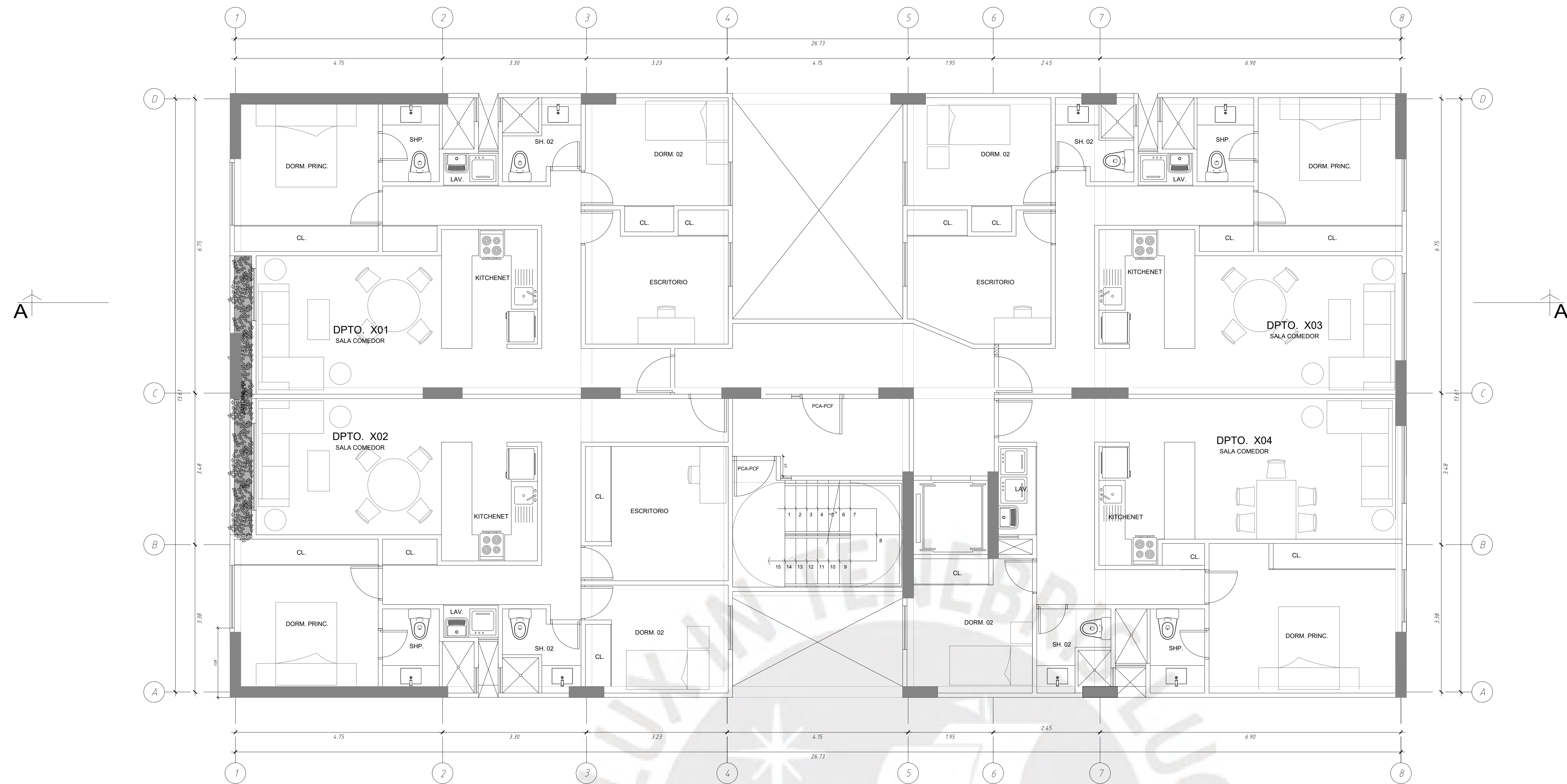
PISO 1
ESCALA: 1:50

"PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ"



PROYECTO: "EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR"
ALUMNO: "JOSHEP GERI ZANABRIA"
TÍTULO: "PLANTA DE SÓTANO Y PISO 1"
UBICACIÓN: SURCO
FECHA: 21/05/25
ESCALA: INDICADA

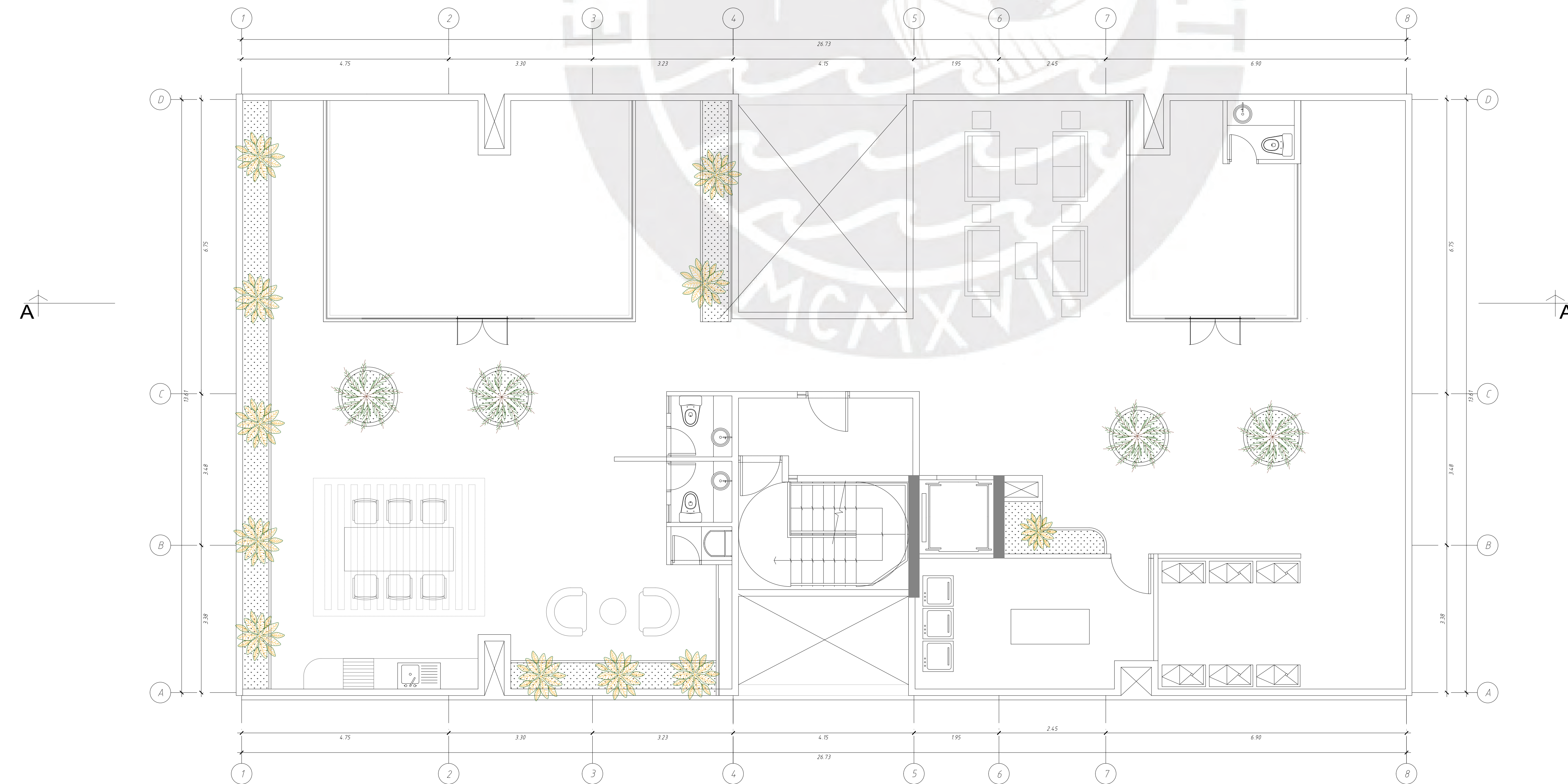
A-01



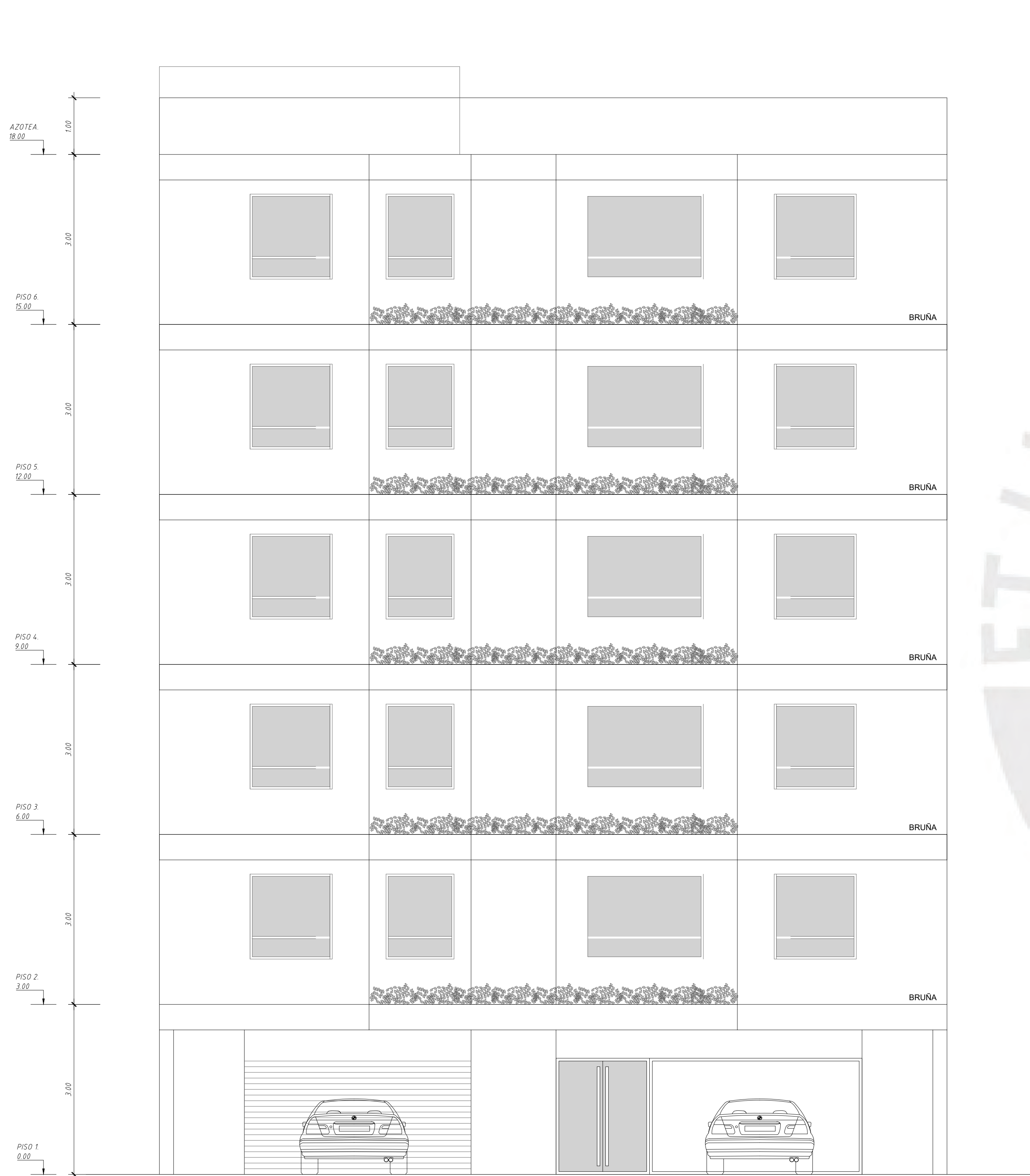
PLANTA TÍPICA
ESCALA 1:50

LEYENDA

	PLACAS Y COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO
	MURO DE SÓTANO
	PROYECCIONES DE PISOS



AZOTEA
ESCALA 1:50

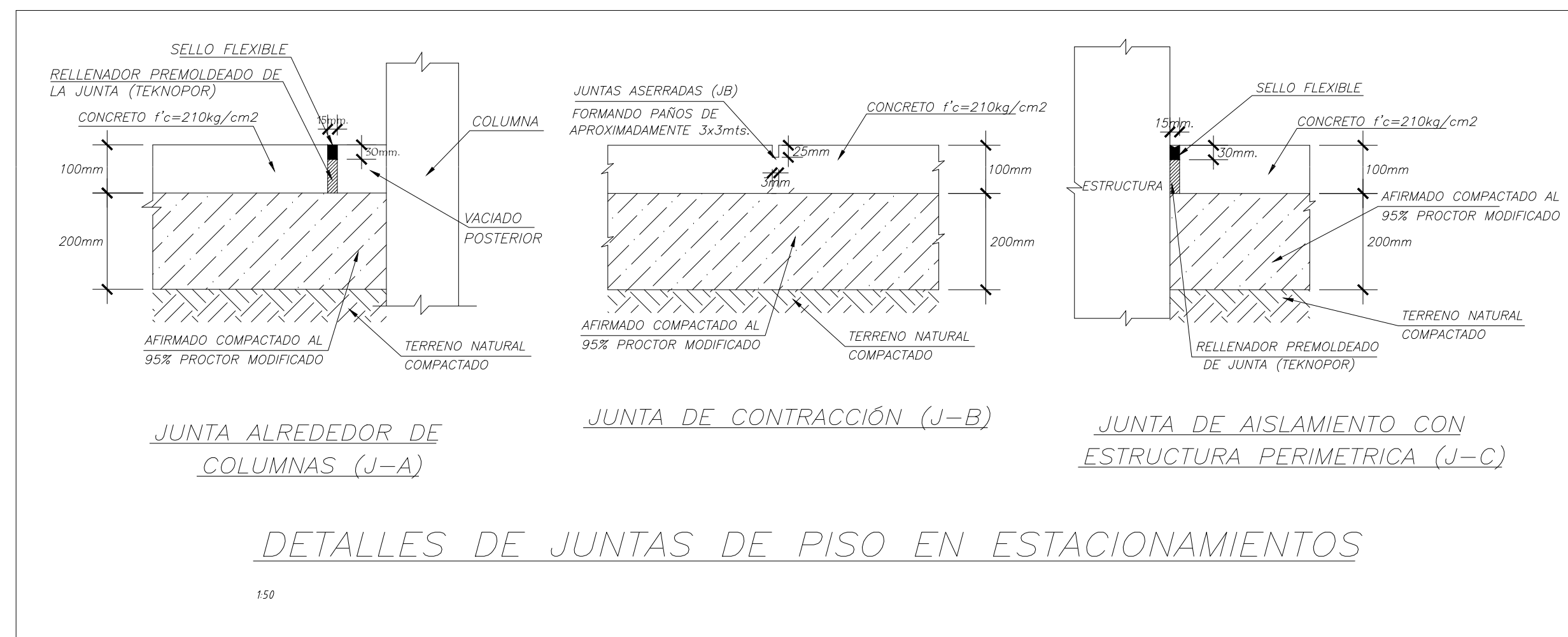
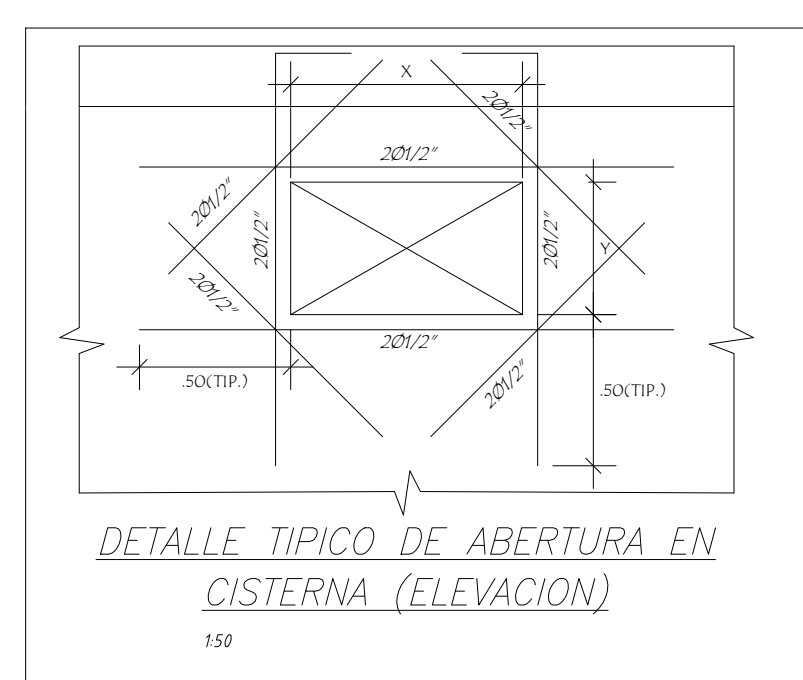
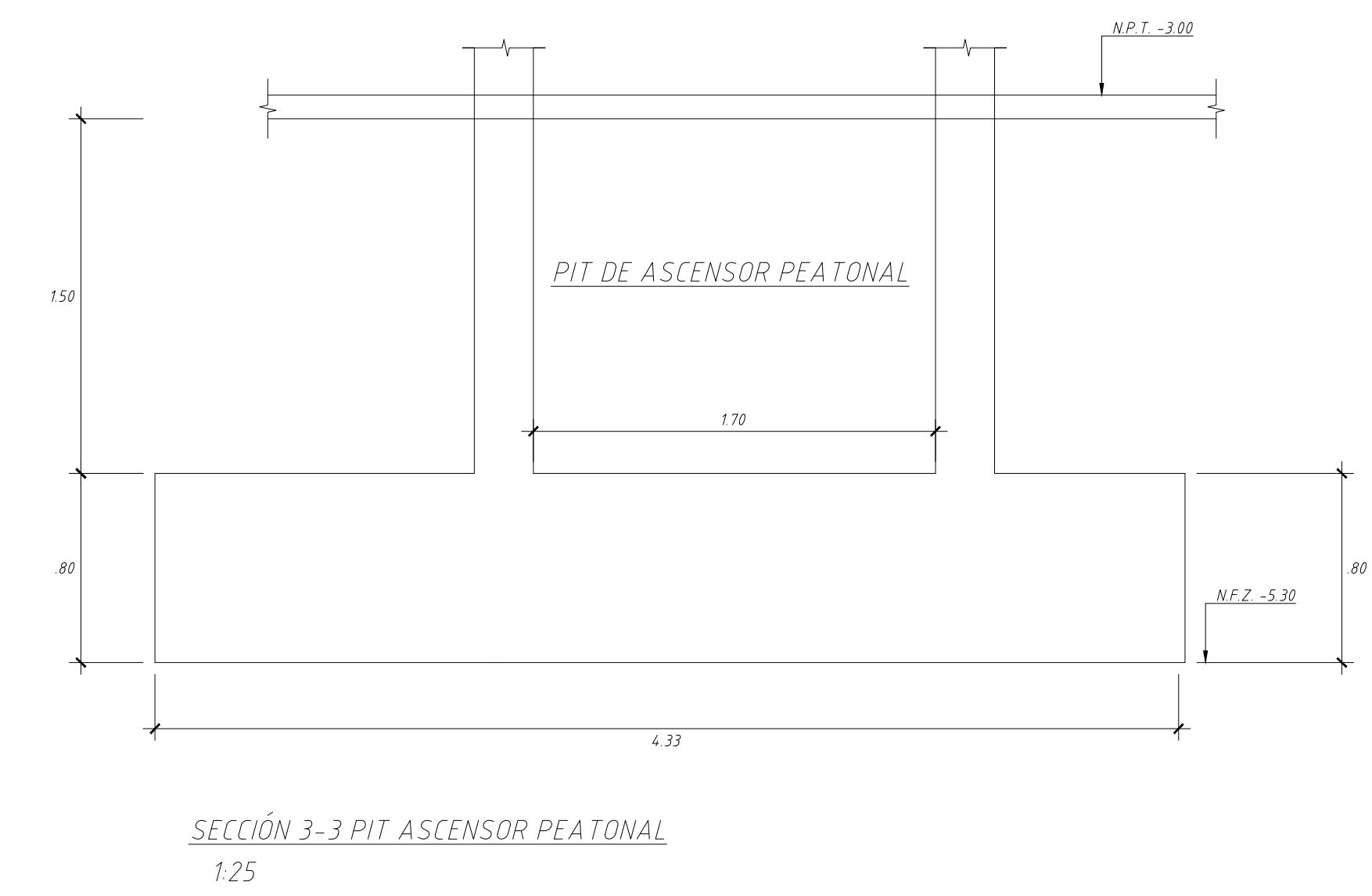
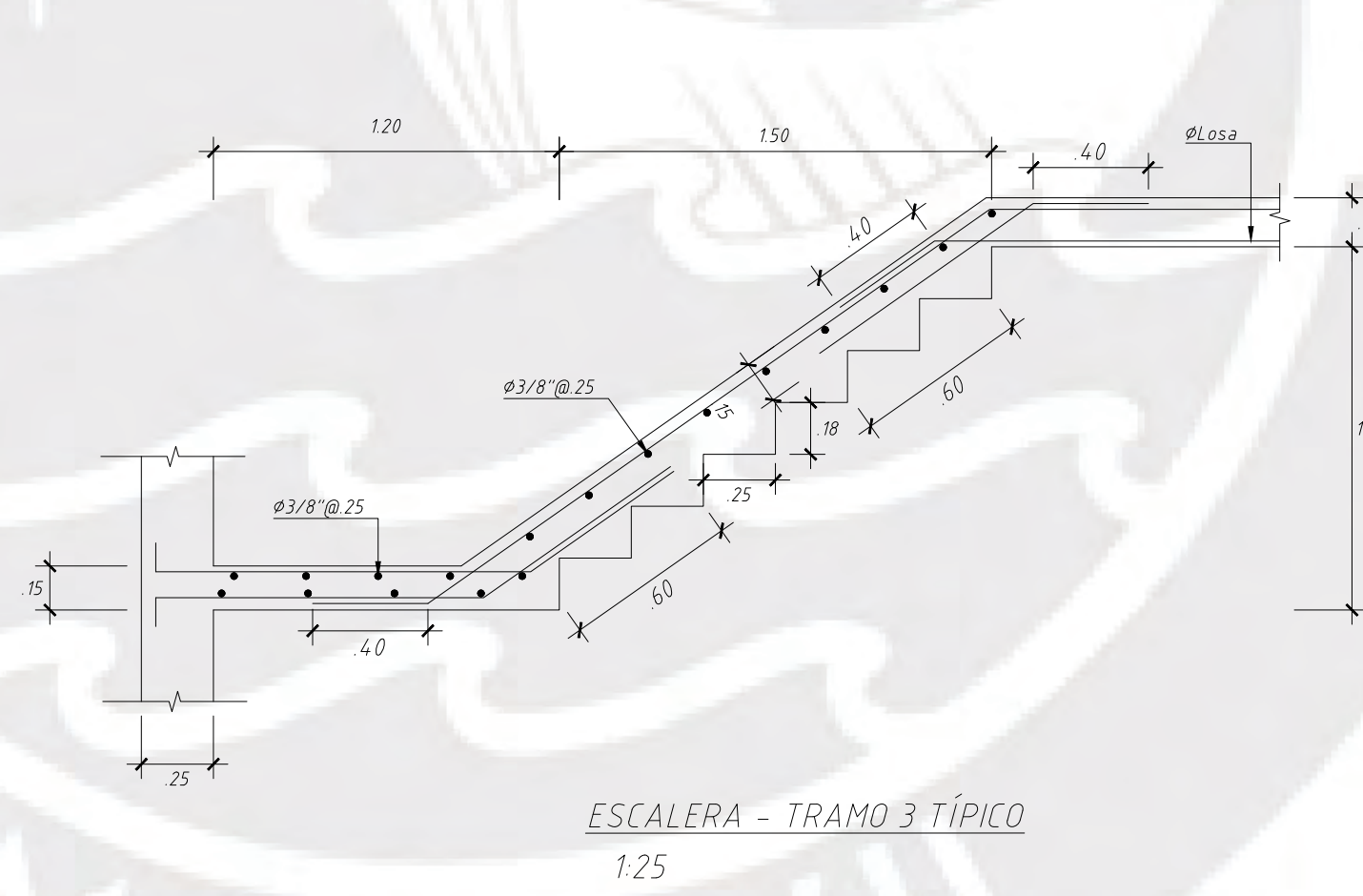
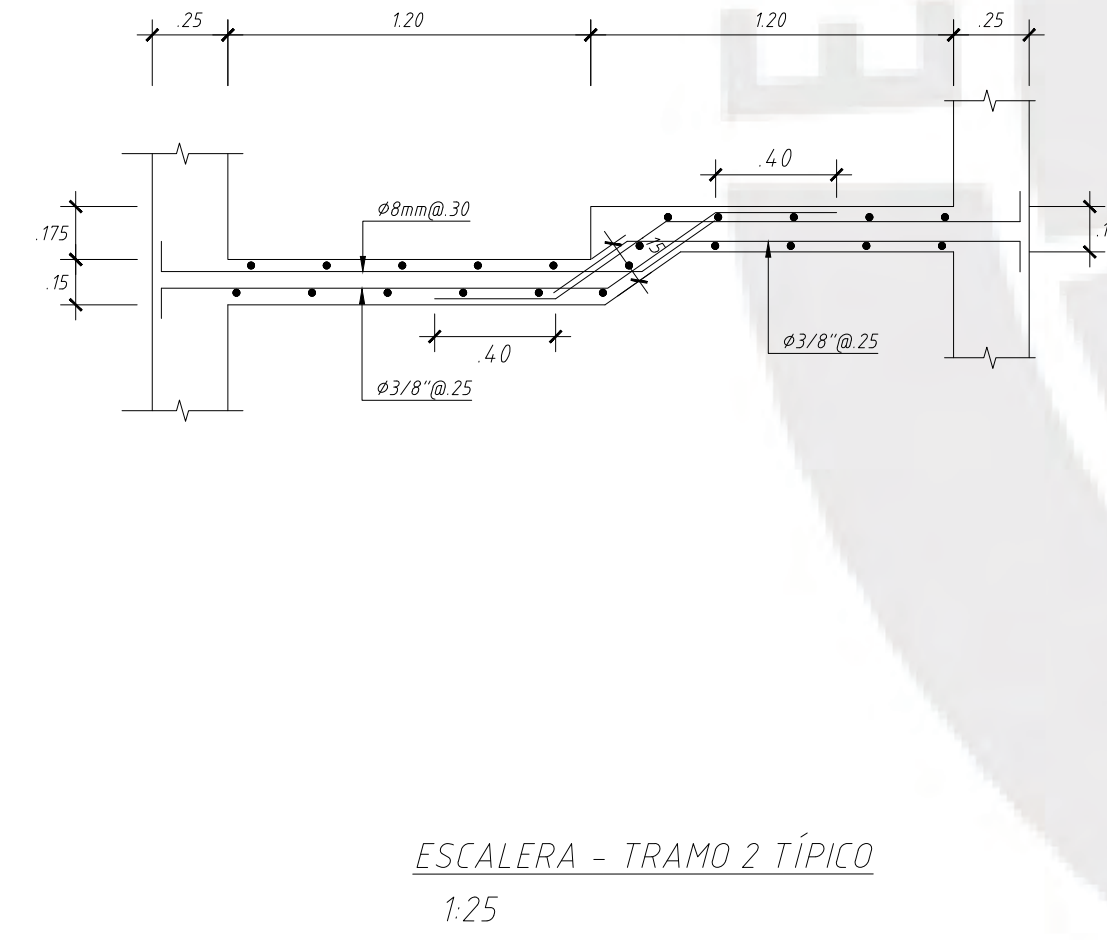
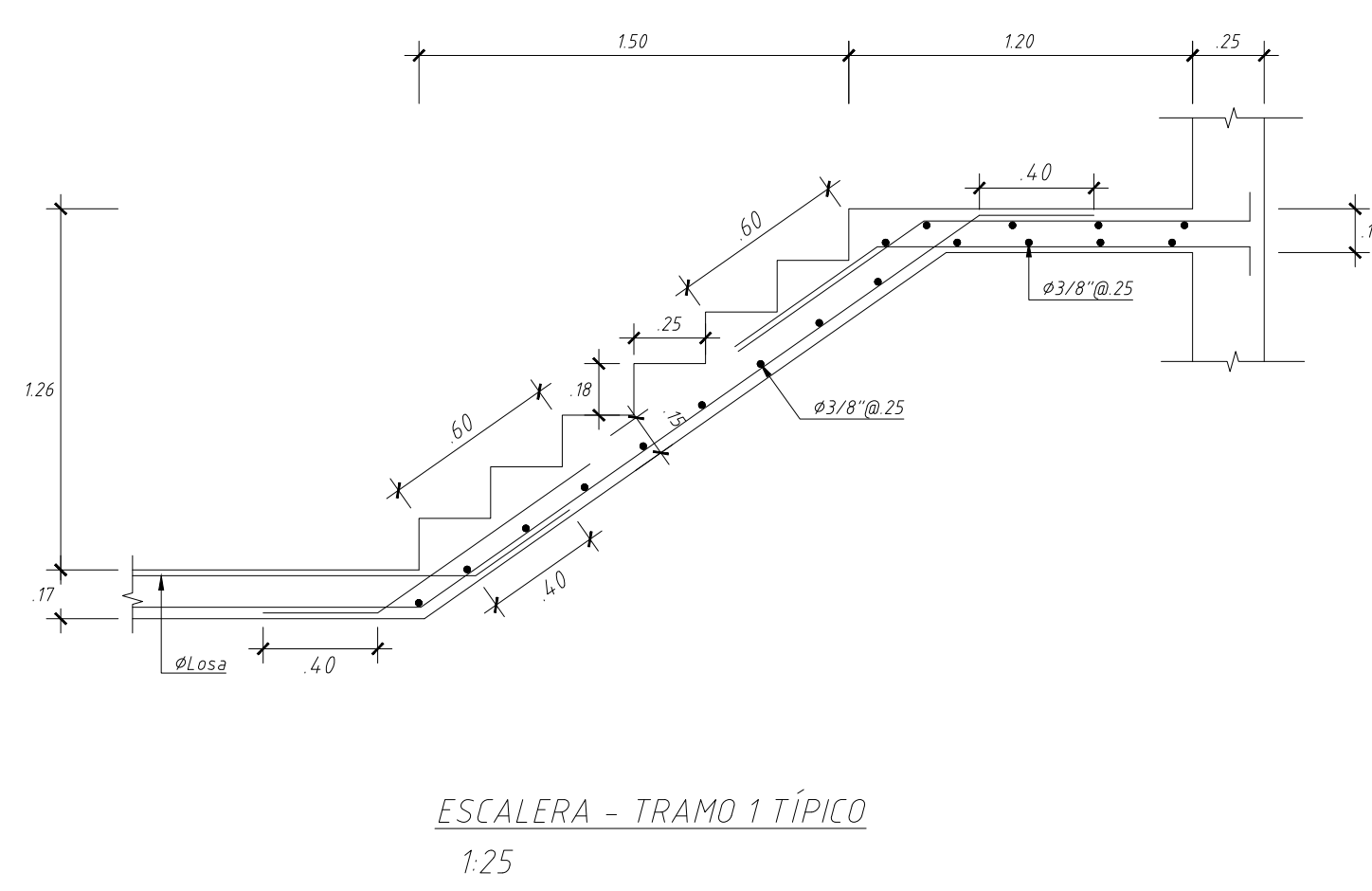
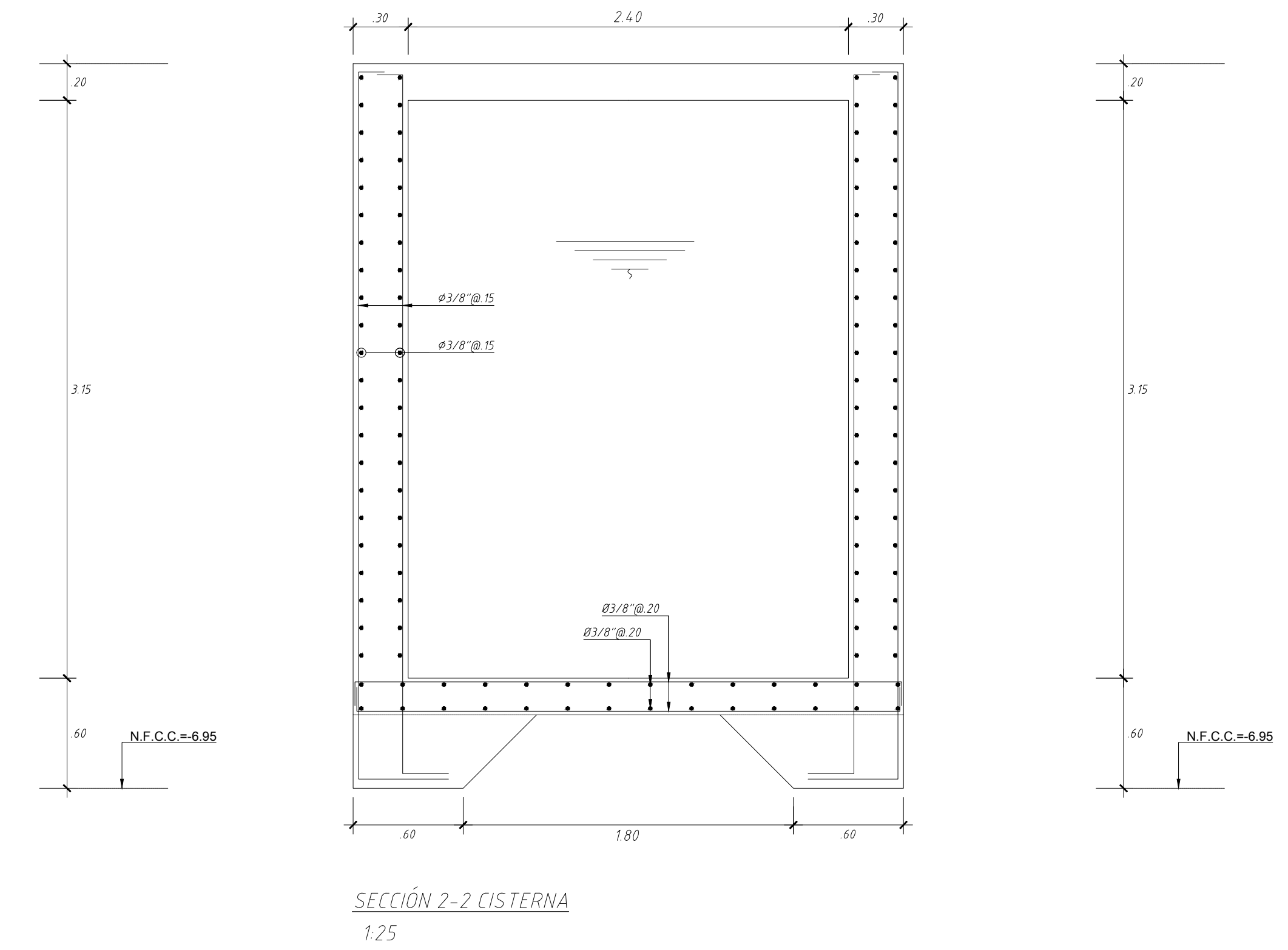
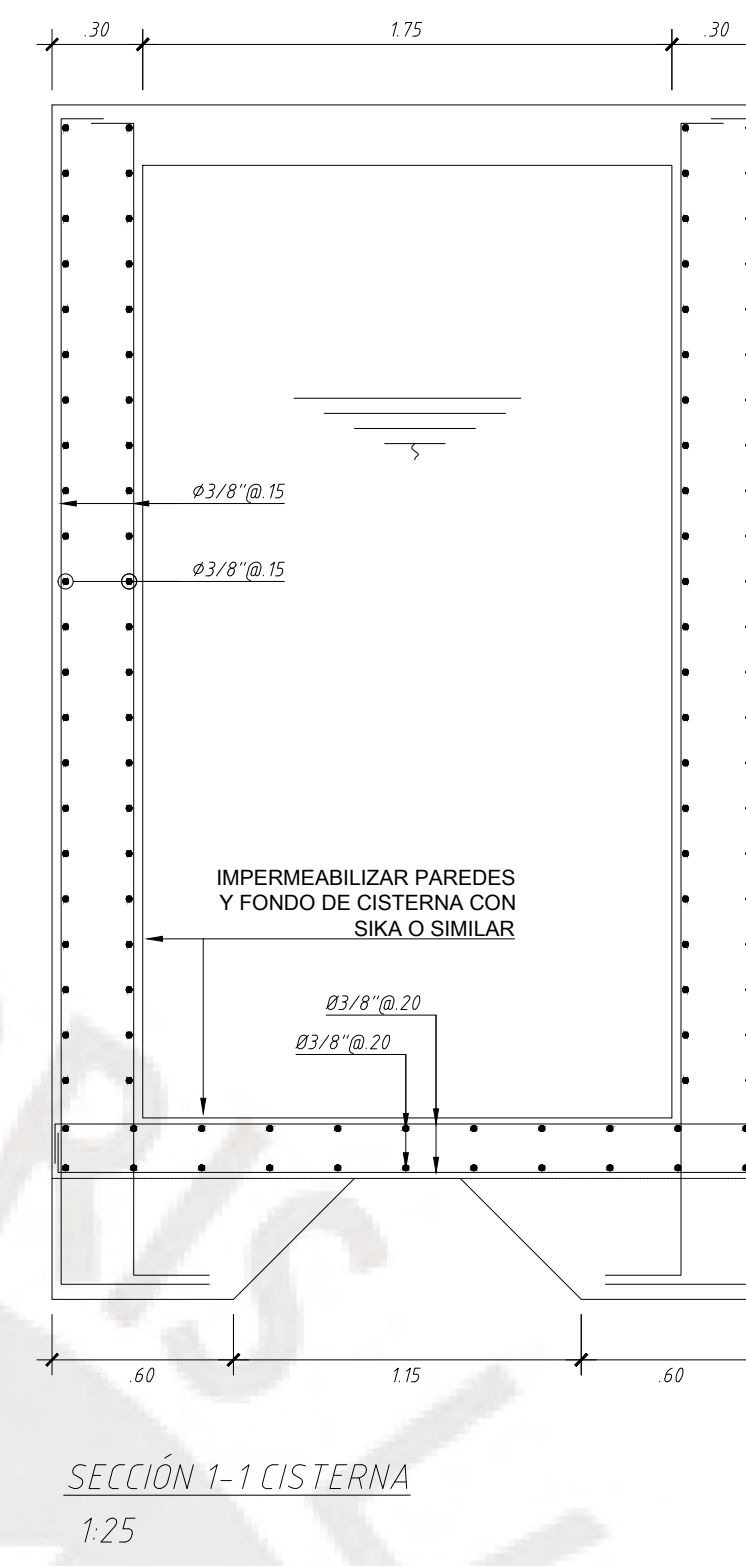
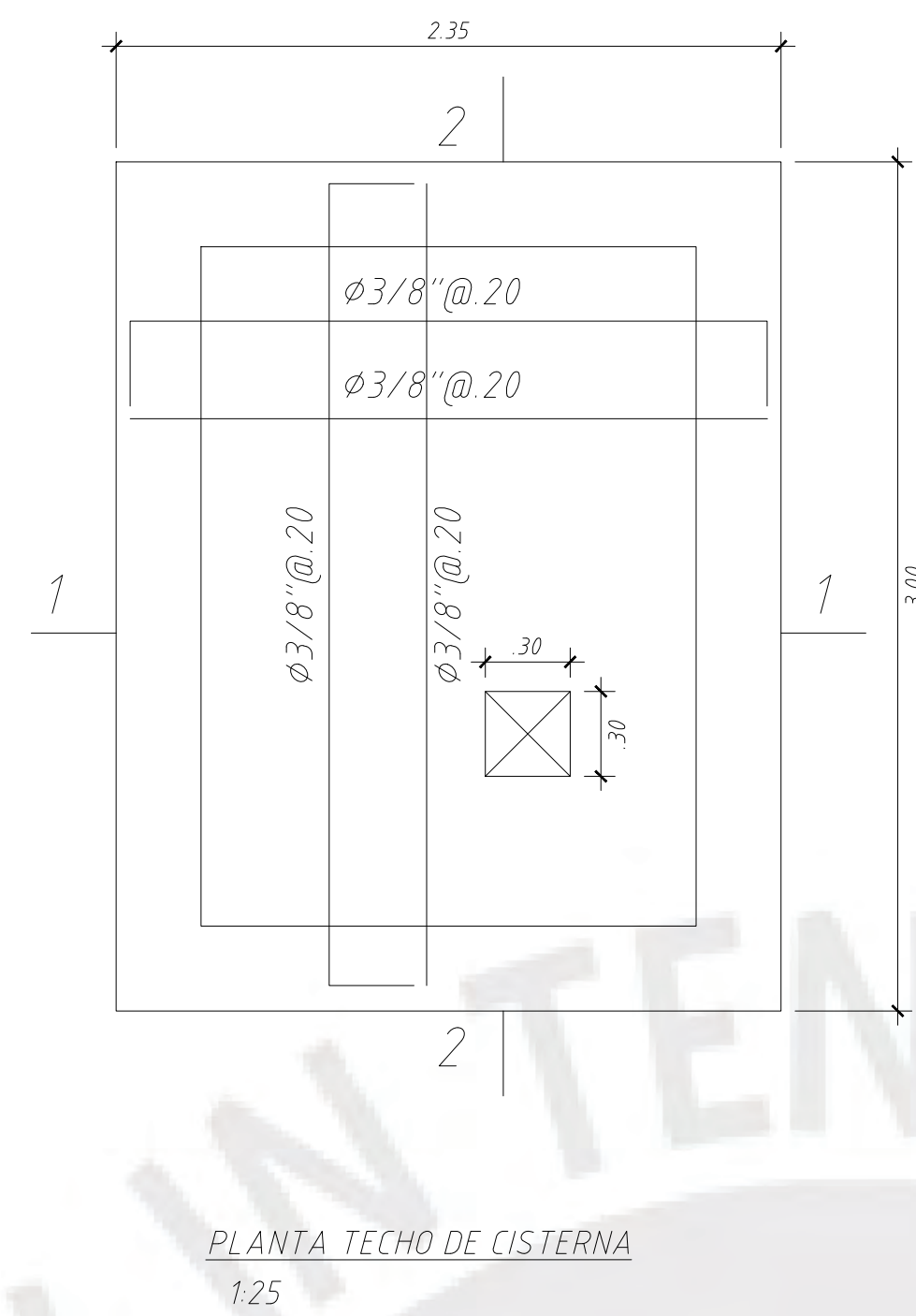
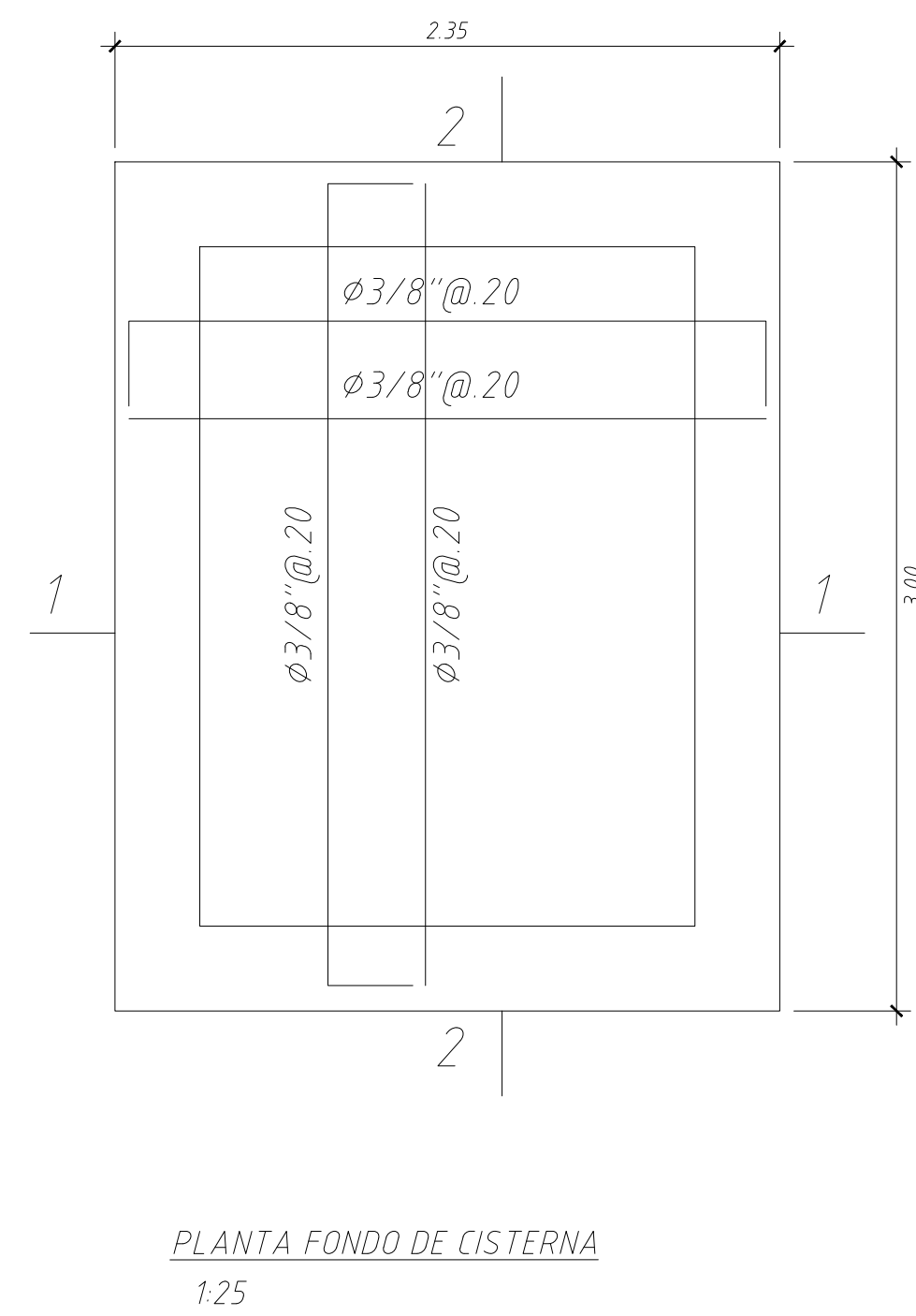
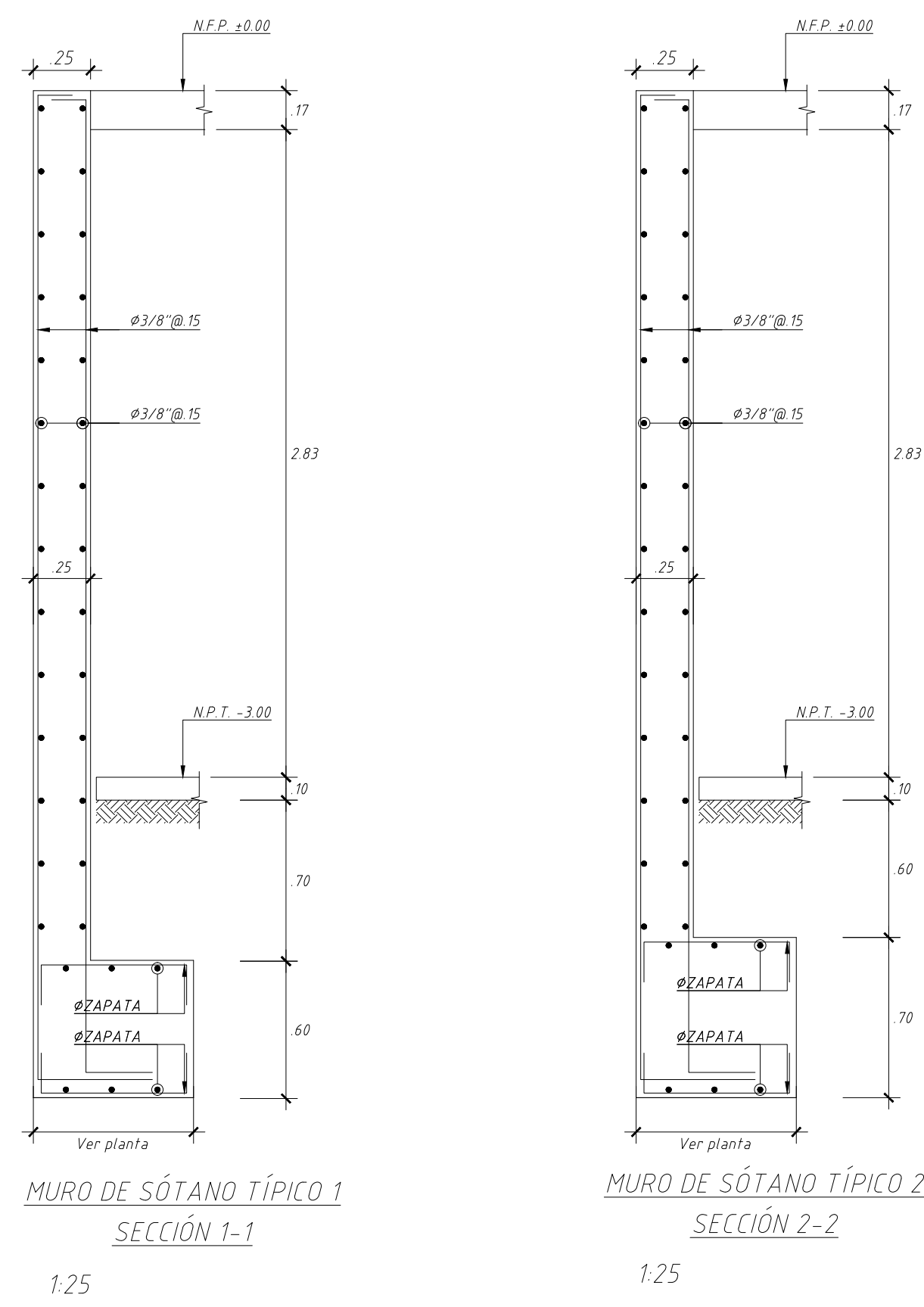


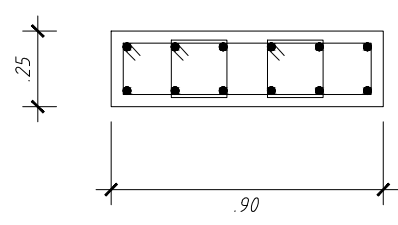
ELEVACIÓN FACHADA
ESCALA 1:50

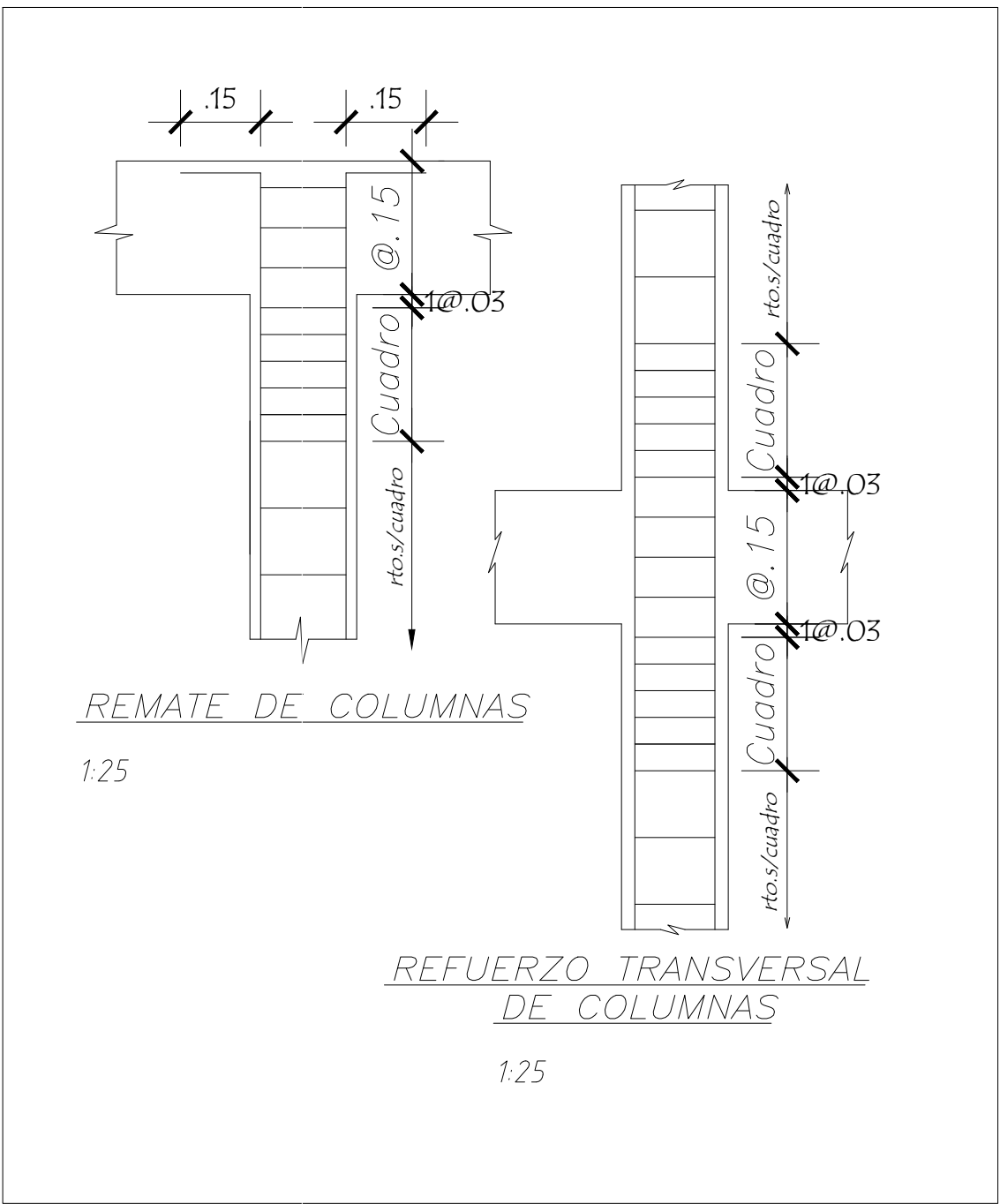
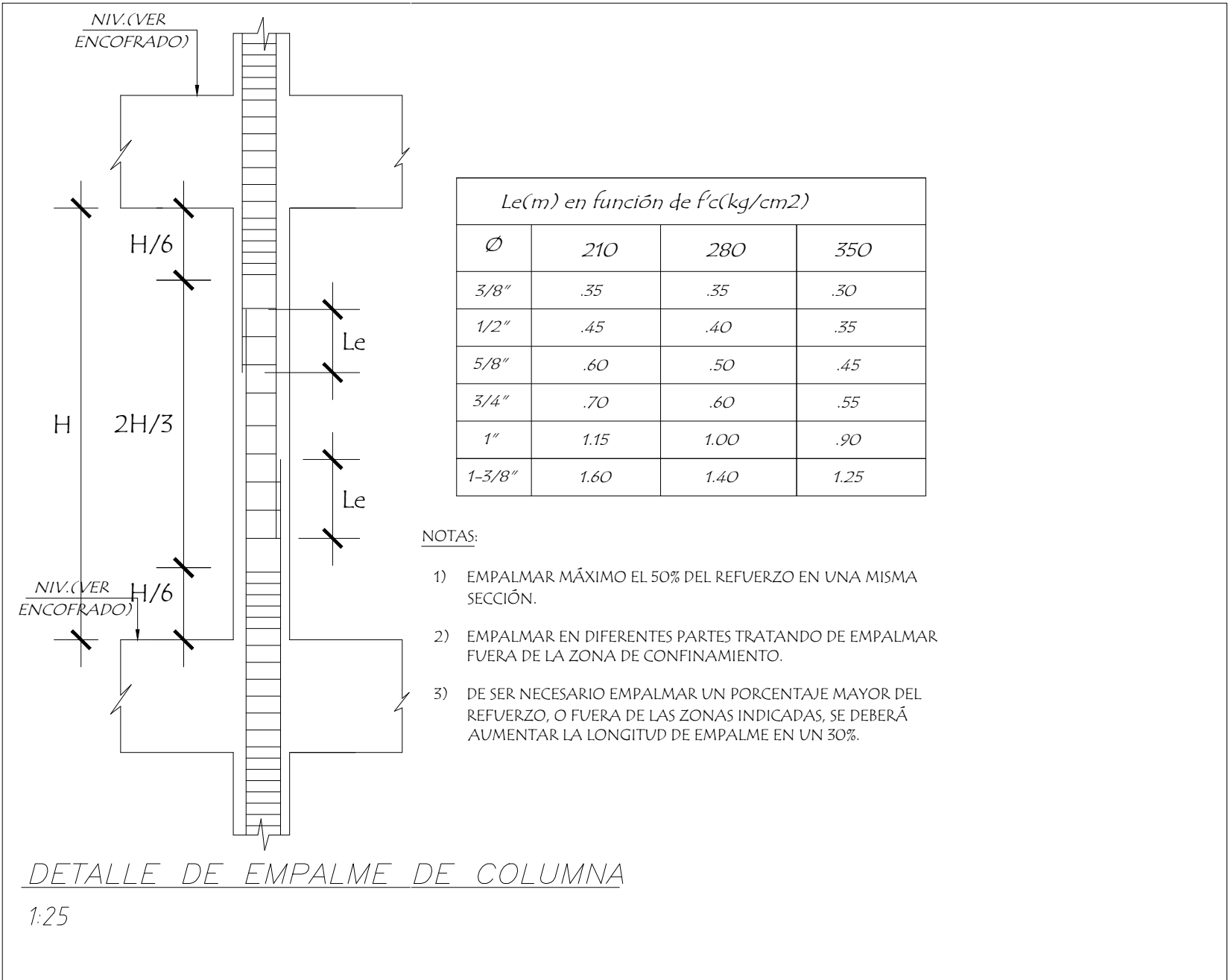
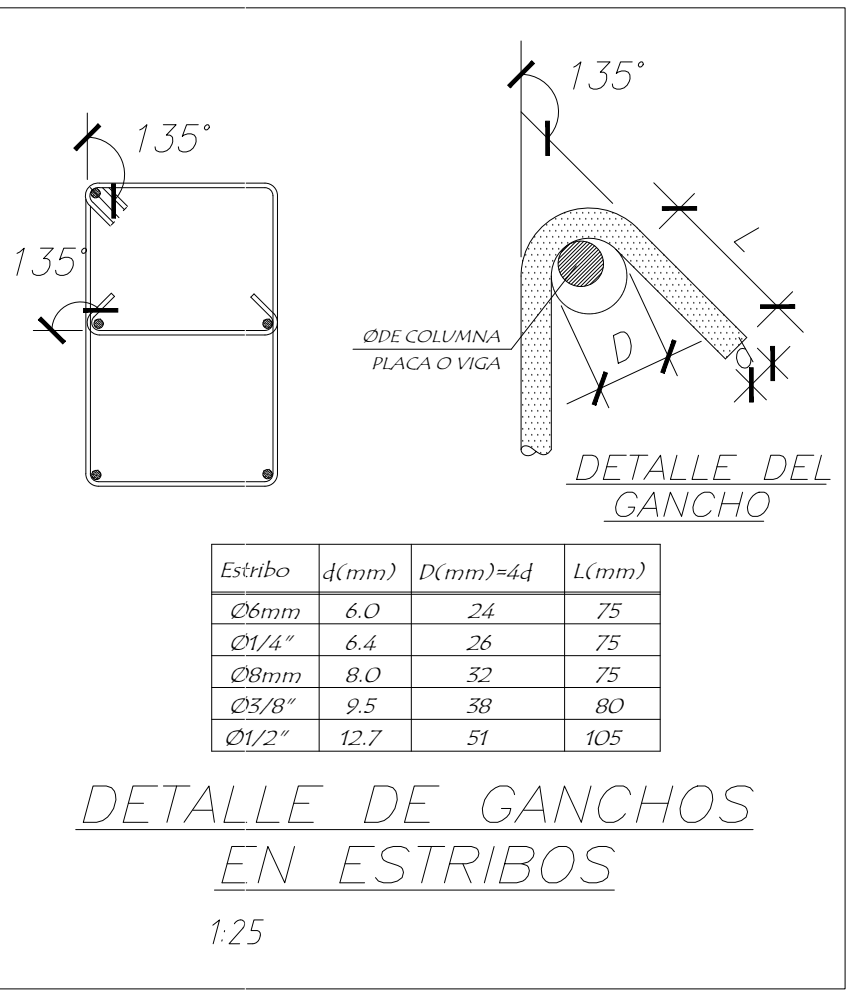


CORTE A-A
ESCALA 1:50

ELEMENTOS ADICIONALES

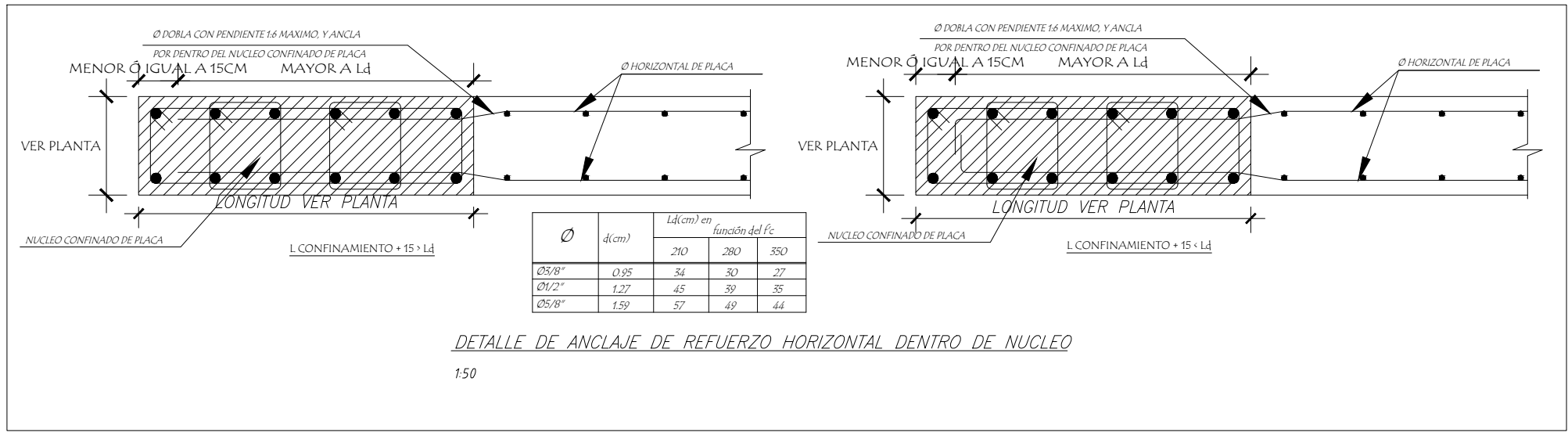
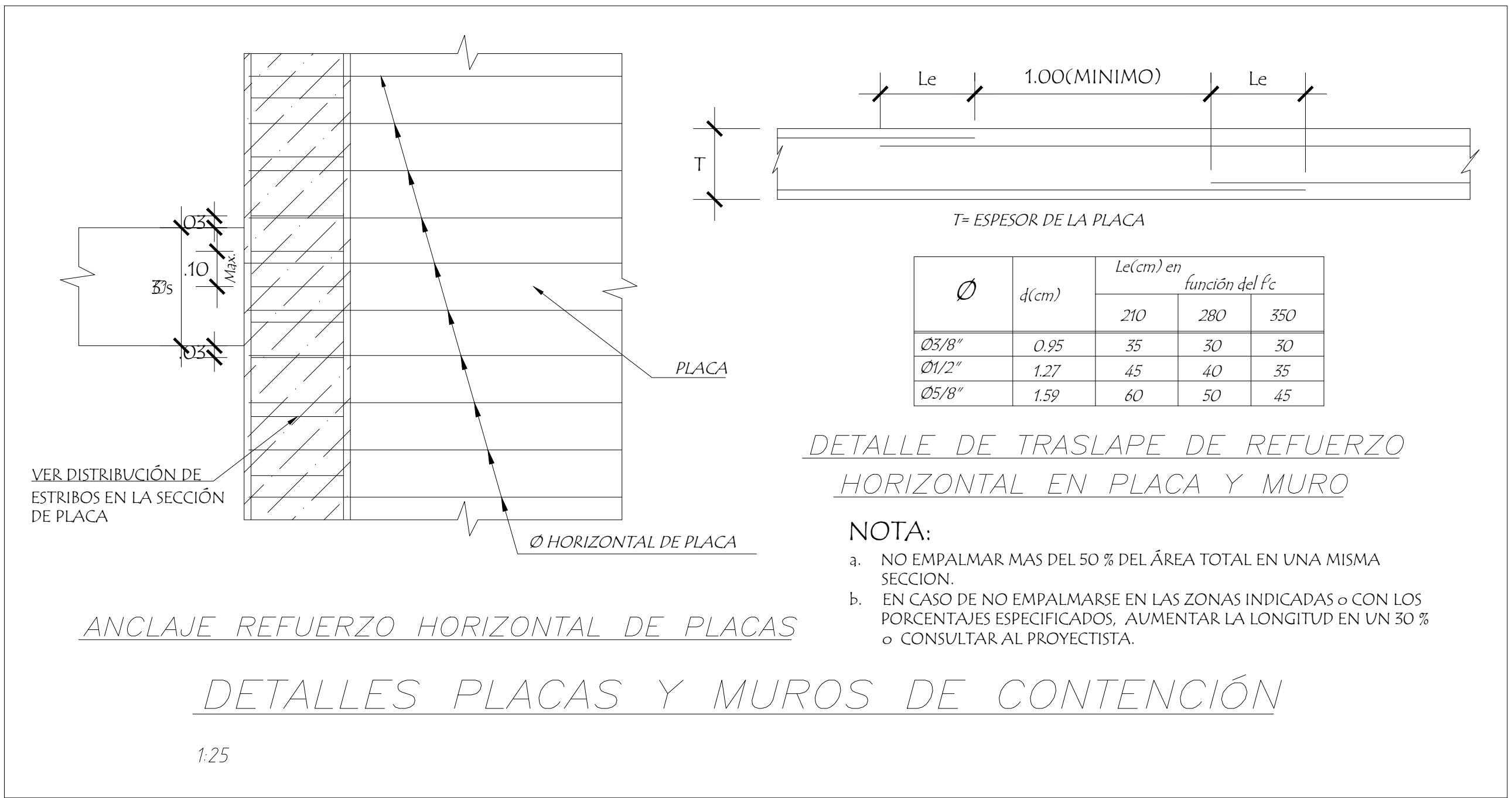
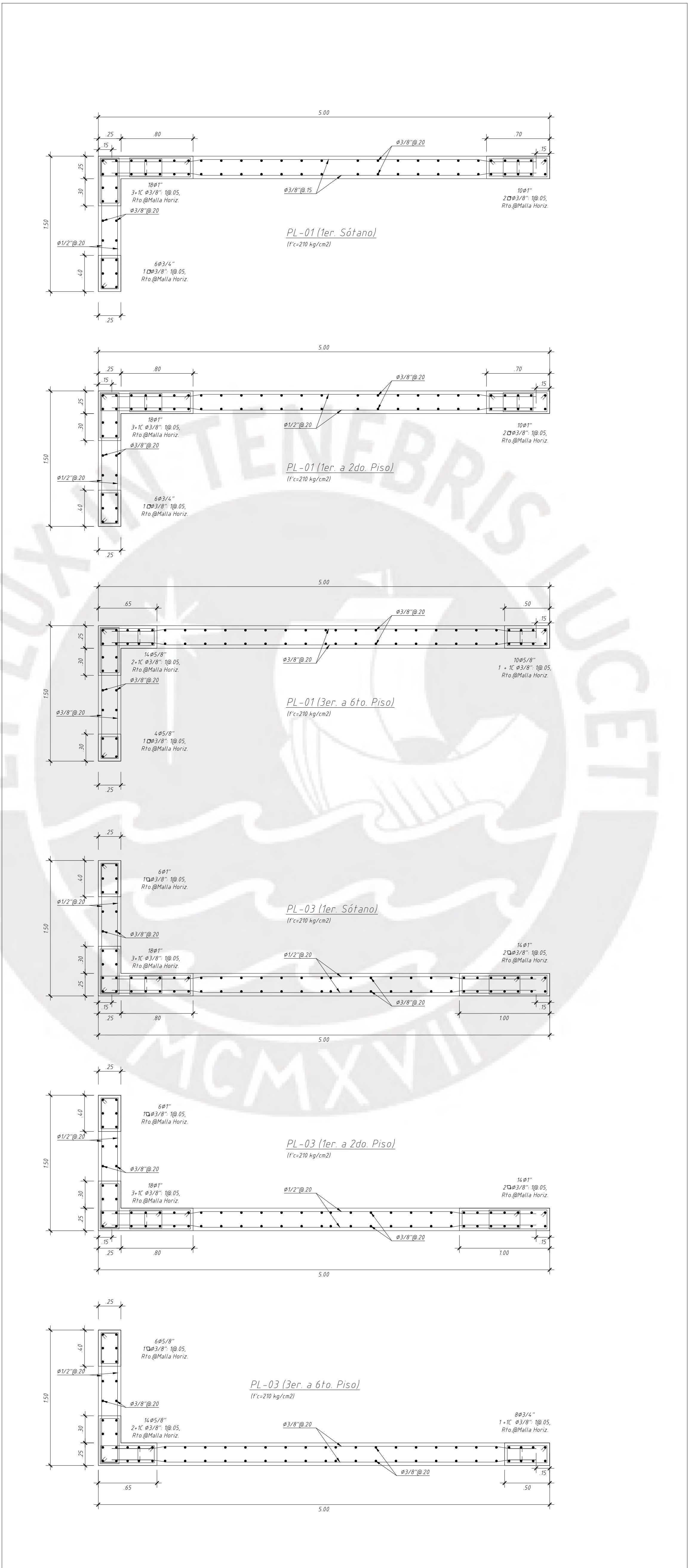
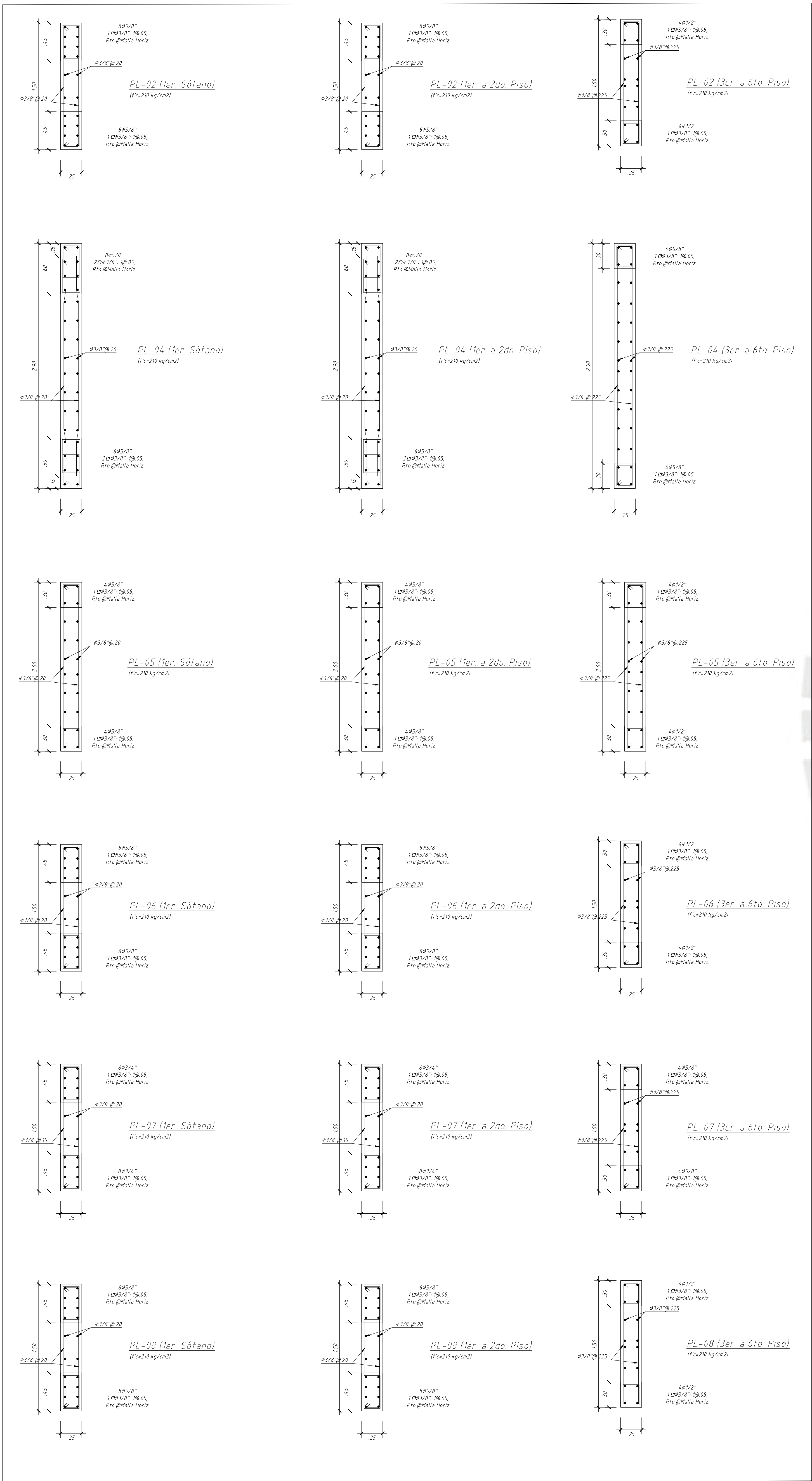


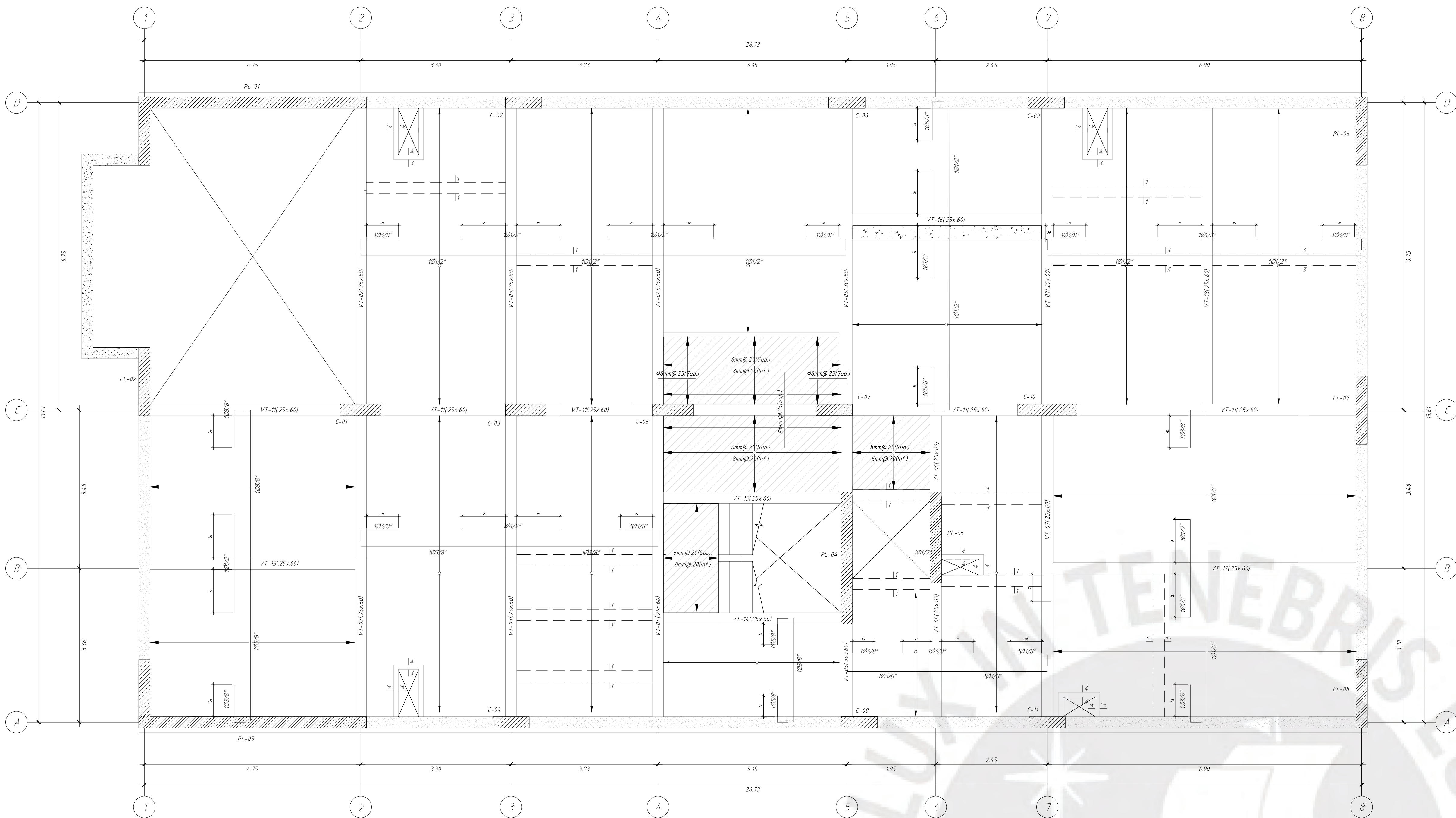
CUADRO DE COLUMNAS										
COLUMNA PISO	C-01		C-02		C-03		C-04		C-05	
1er. Sótano	Frc:2Ø9 Ag:ø20	 2Ø9/8" - 8" -								



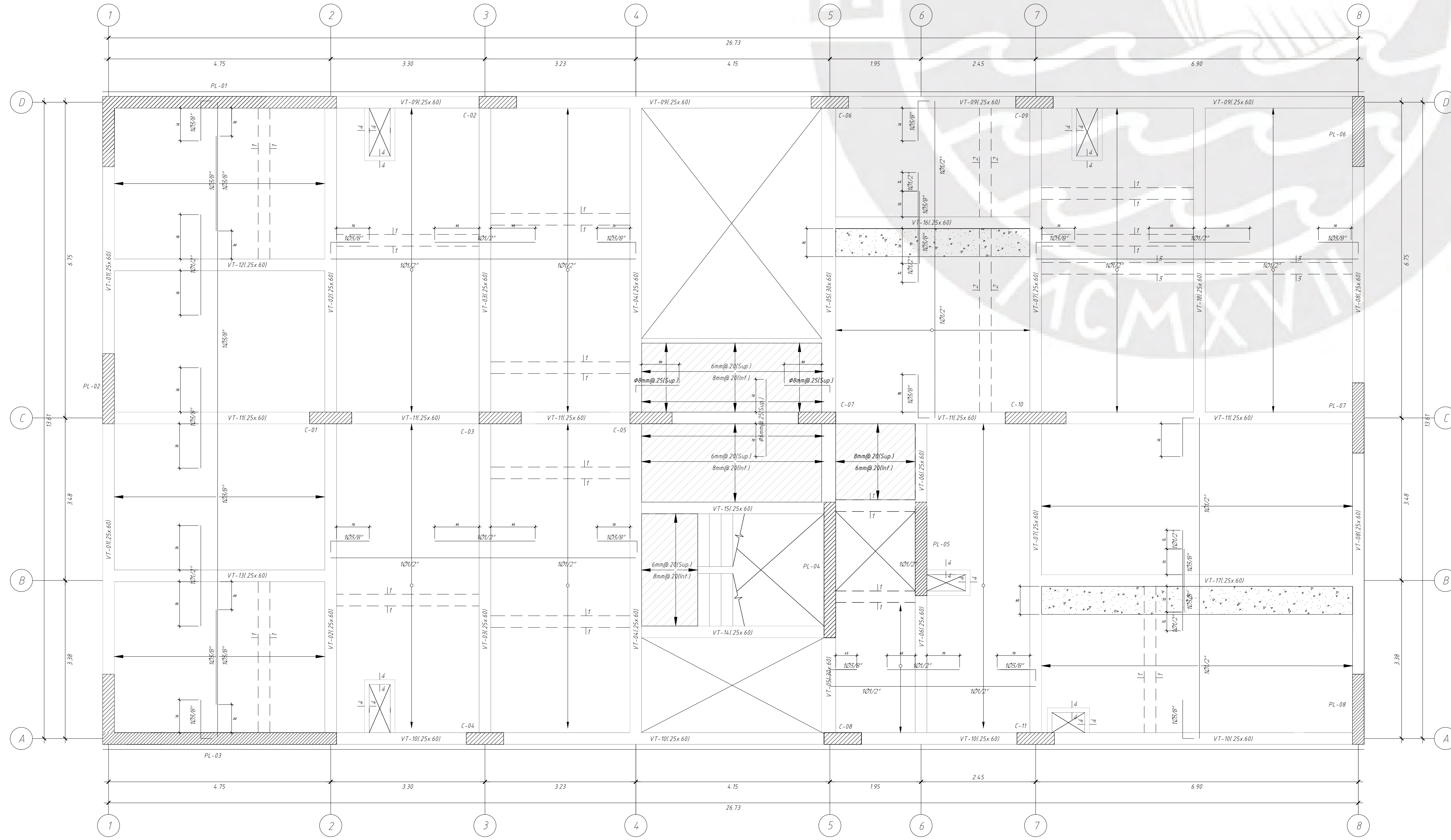
DETALLE DE PLACAS

ESCALA:1:25





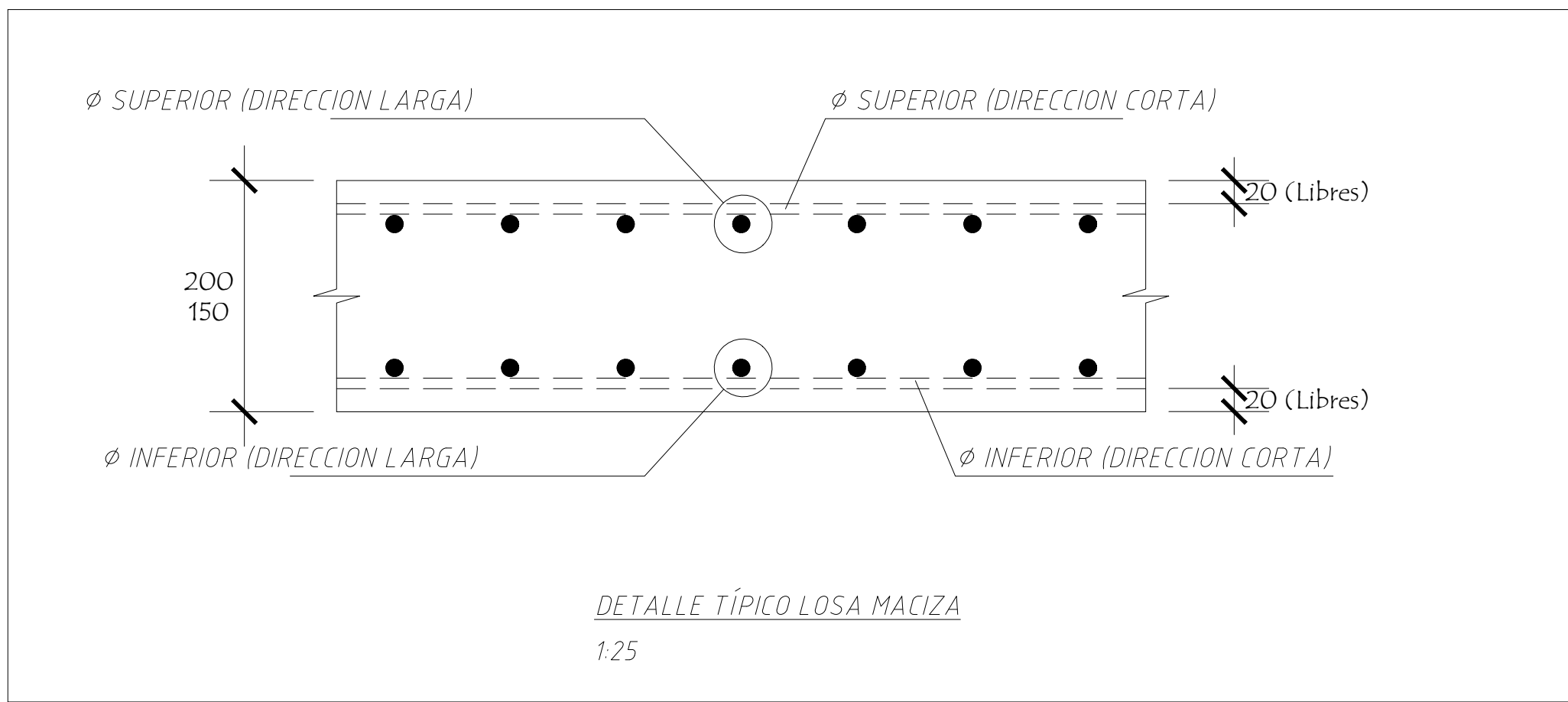
ENCOFRADO DE SÓTANO 1
ESCALA 1:50



ENCOFRADO DE PISO 1 AL PISO 5
ESCALA 1:50

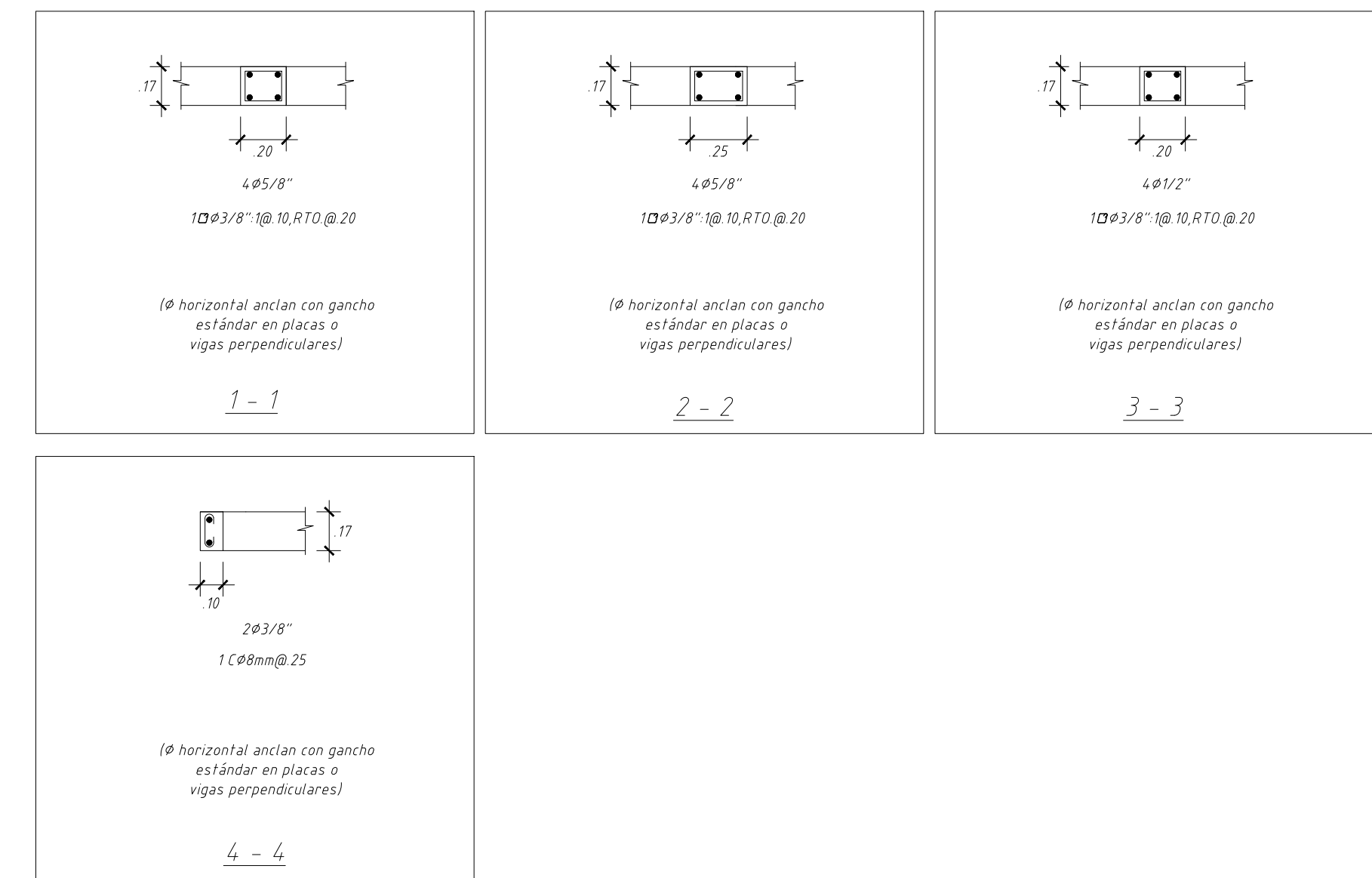
LEYENDA

- PLACAS Y COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO
- ENLACE ALTERNADO EN LOSA ALBERADA
- LOSA DE 150mm LOSA MACIZA
- MUROS DE MÓDULO



DETALLE TÍPICO LOSA MACIZA
1:25

CORTES DE TECHO



1:25

"PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ"

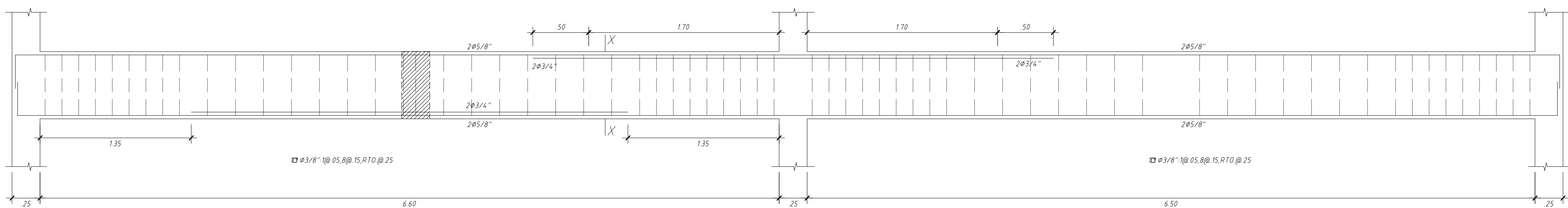


PROYECTO: "EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR"
ALUMNO: "JOSHEP GERI ZANABRIA"
TÍTULO: "ENCOFRADO DE TECHO SÓTANO Y PISO 1"
UBICACIÓN: SURCO
FECHA: 21/05/25
Escala: INDICADA

E-05

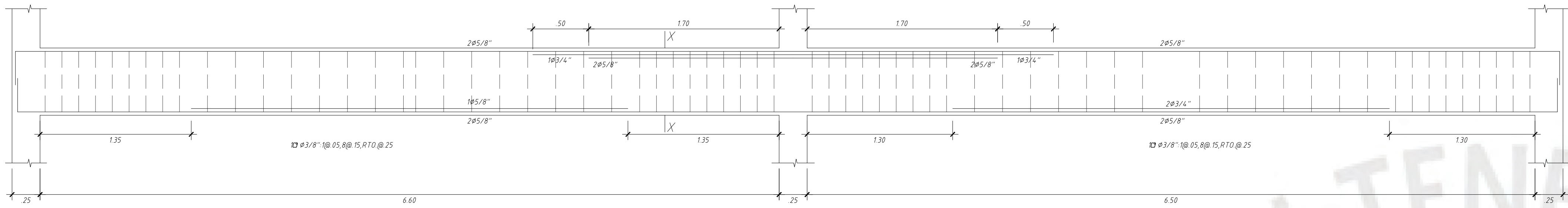


VIGAS 1er. SÓTANO



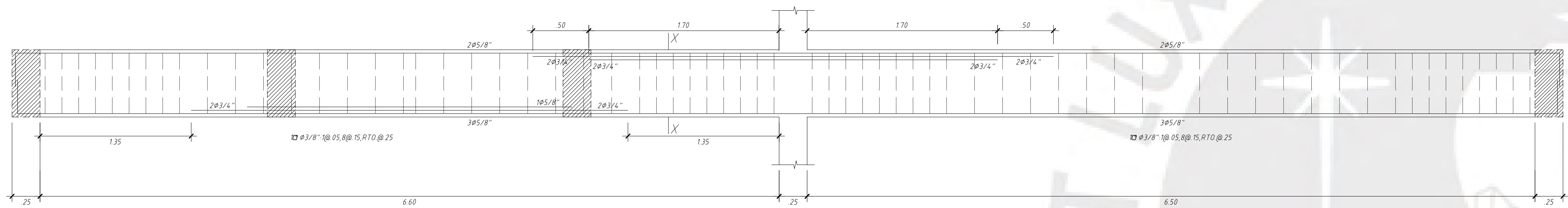
VT-02 (0.25x0.60) TECHO SÓTANO

1.25



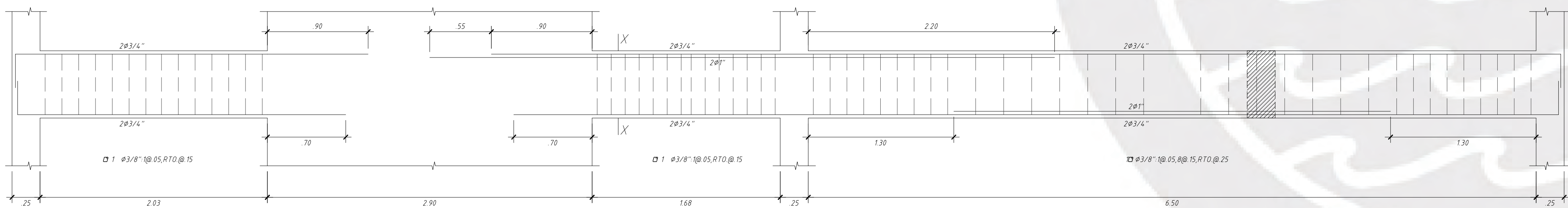
VT-03 (0.25x0.60) TECHO SÓTANO

1.25



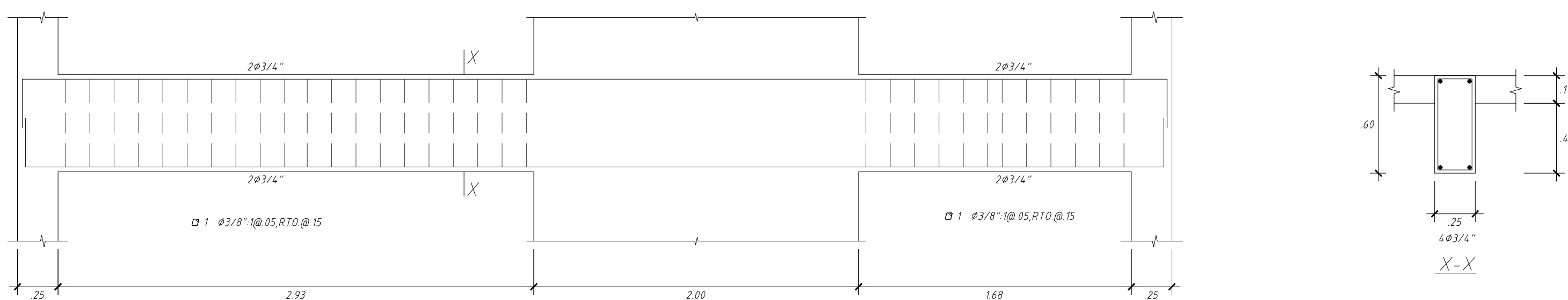
VT-04 (0.25x0.60) TECHO SÓTANO

1.25



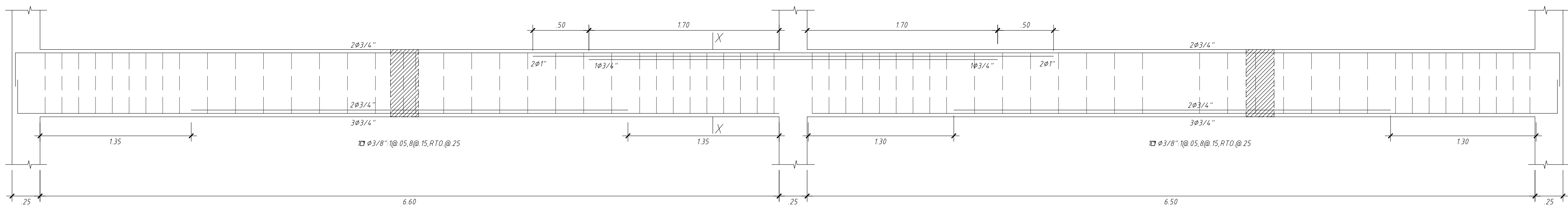
VT-05 (0.30x0.60) TECHO SÓTANO

1.25



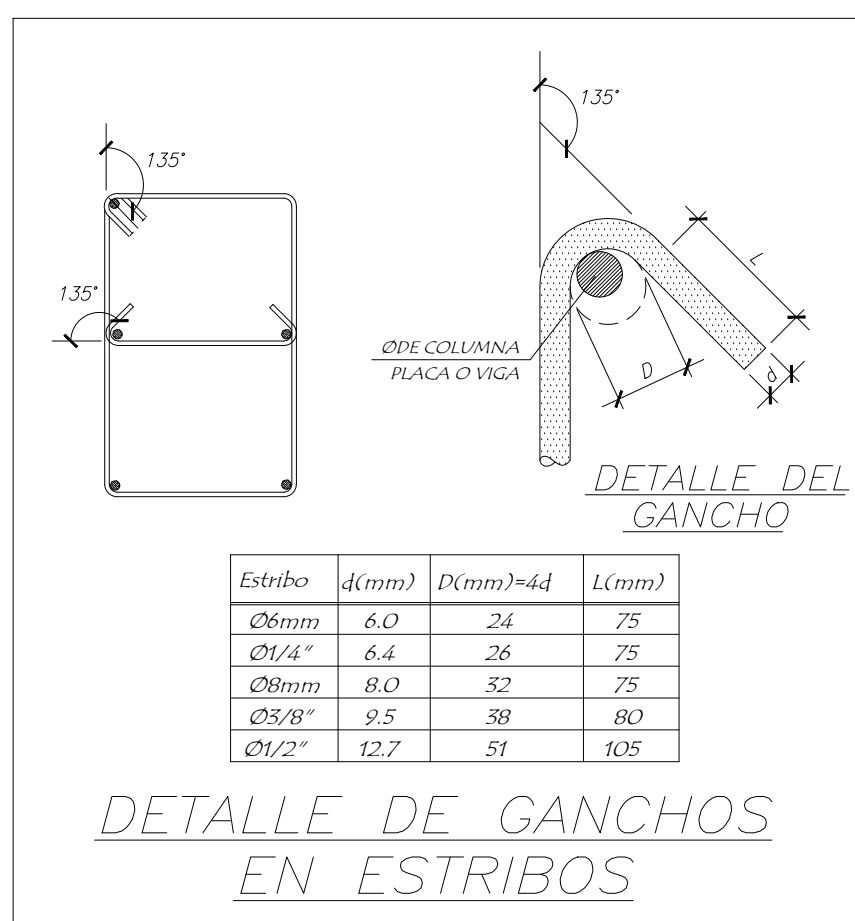
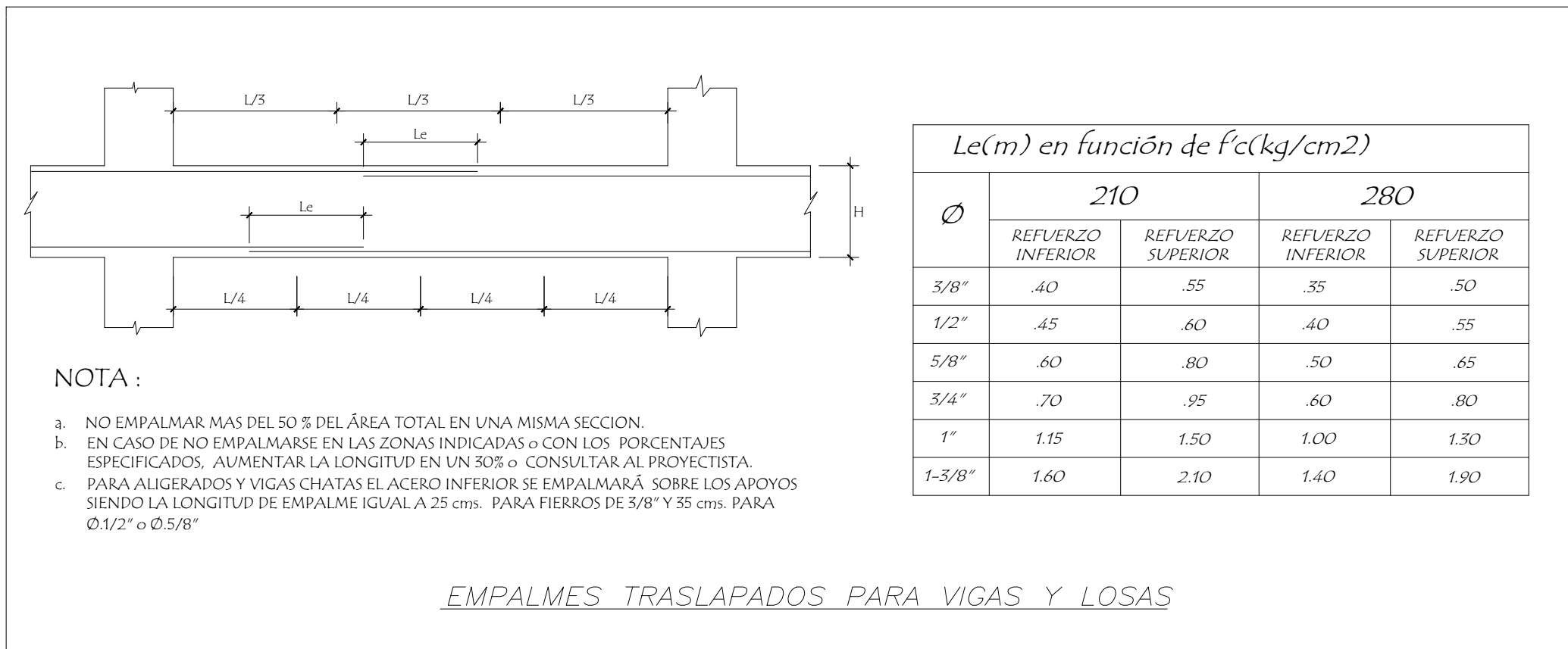
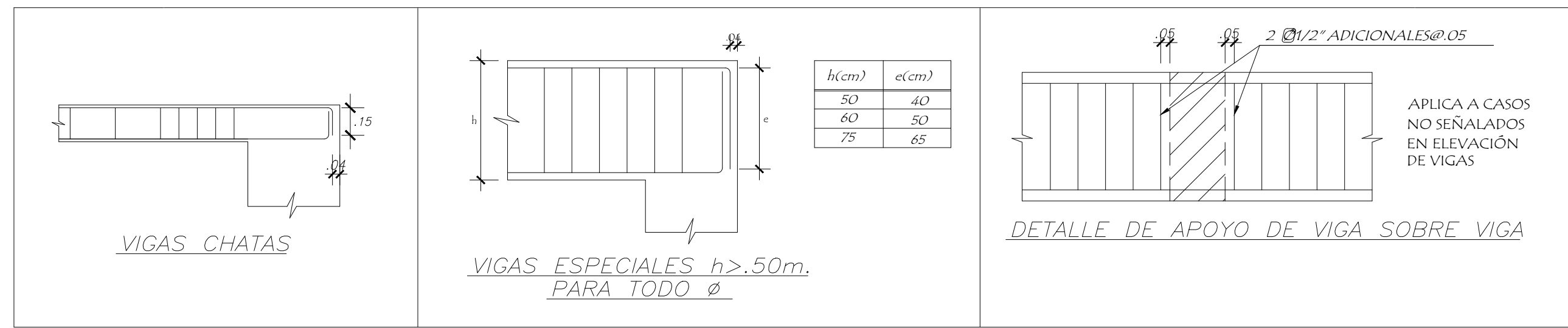
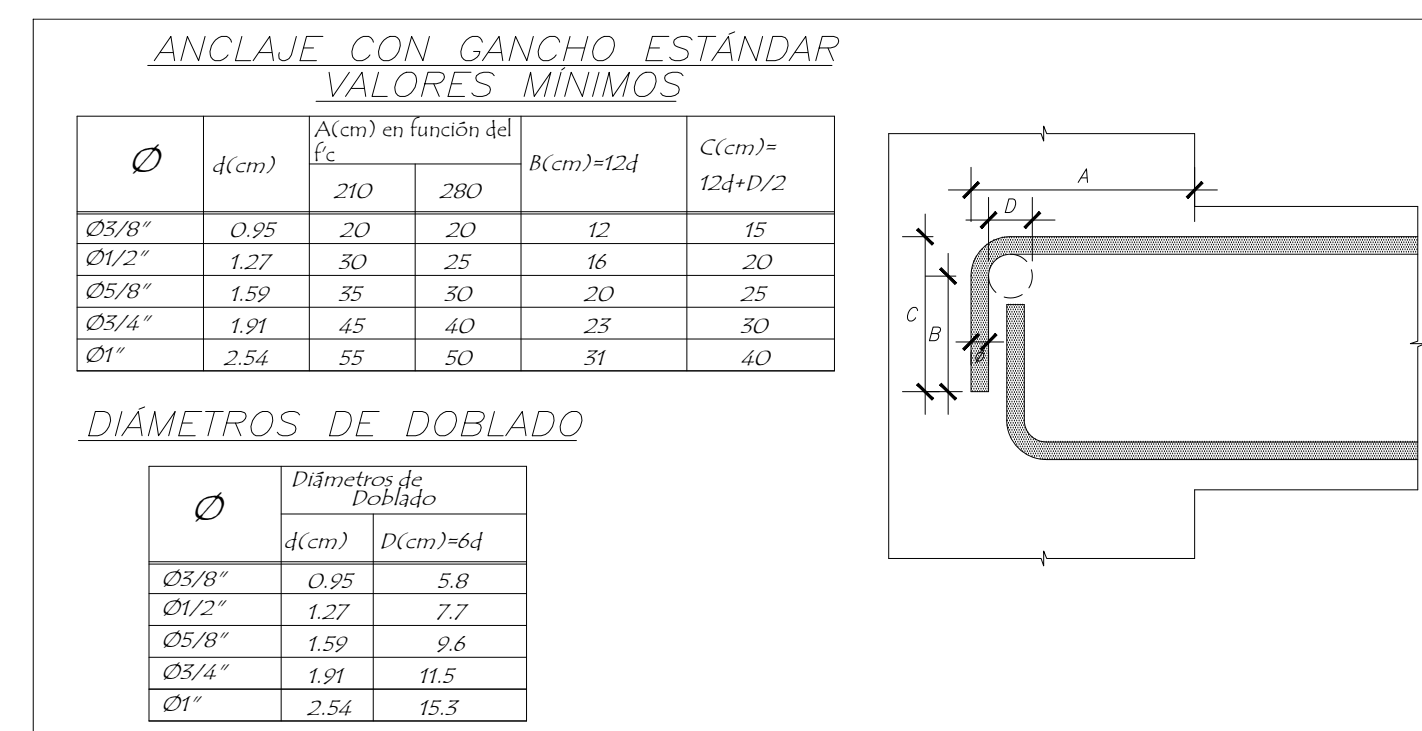
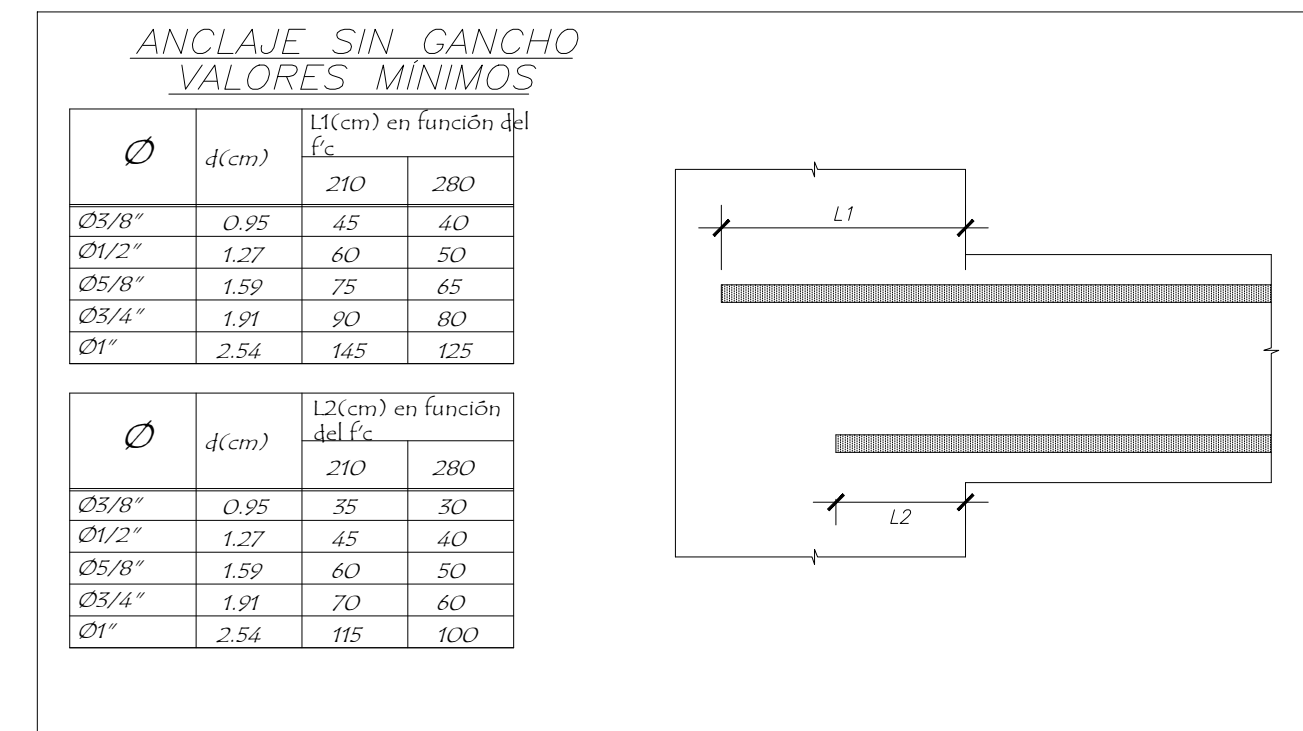
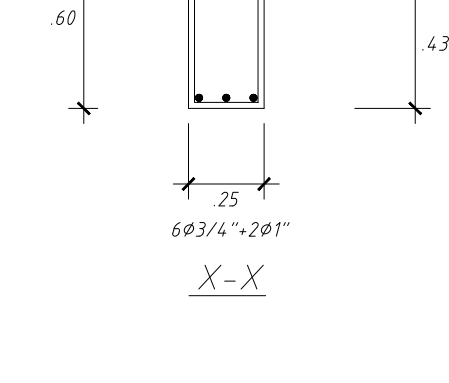
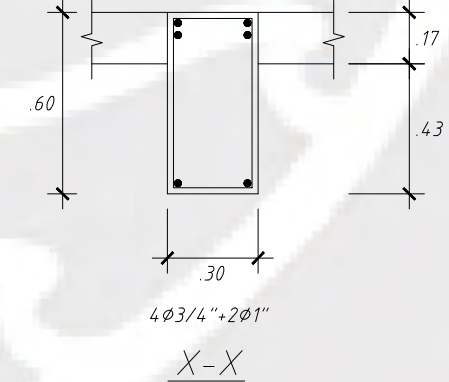
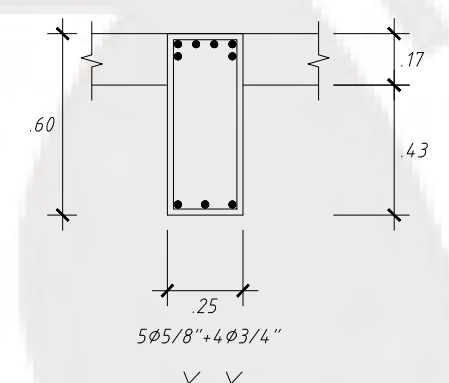
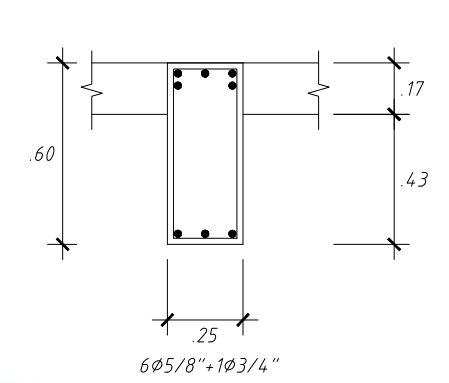
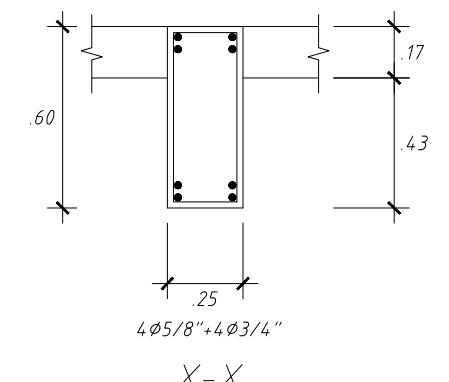
VT-06 (0.25x0.60) TECHO SÓTANO

1.25

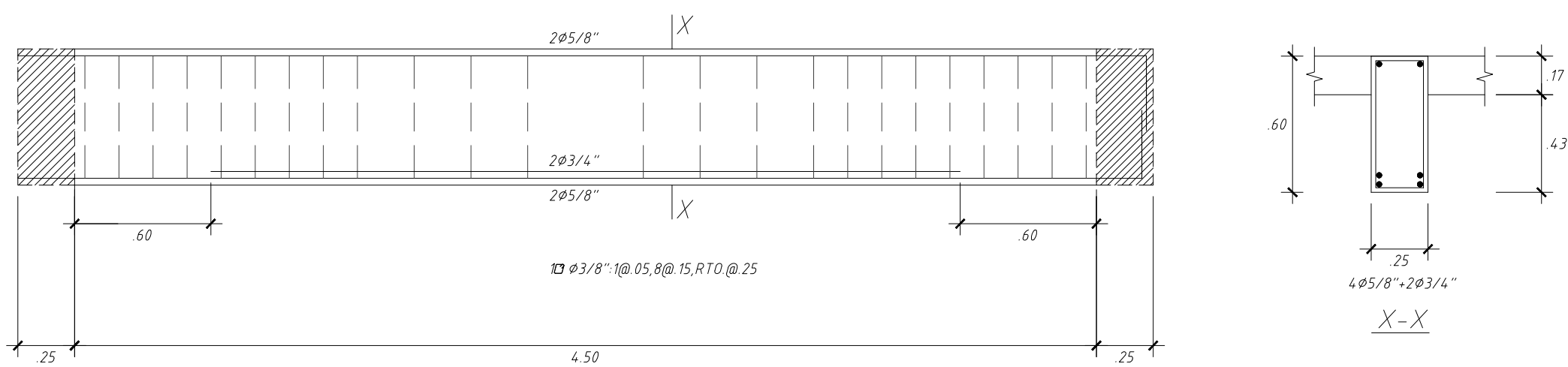


VT-07 (0.25x0.60) TECHO SÓTANO

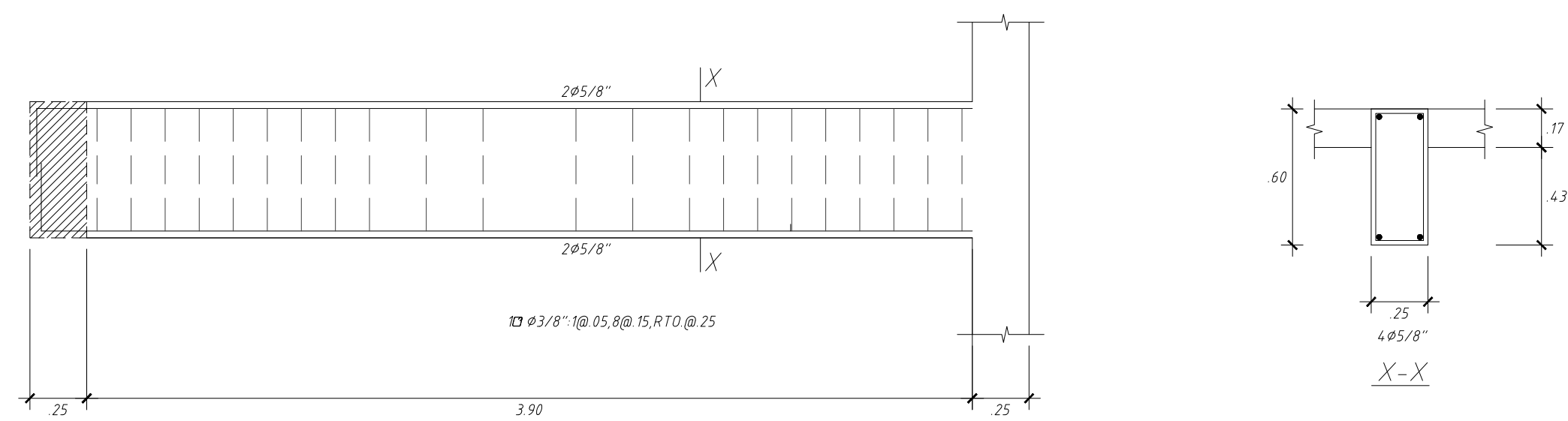
1.25



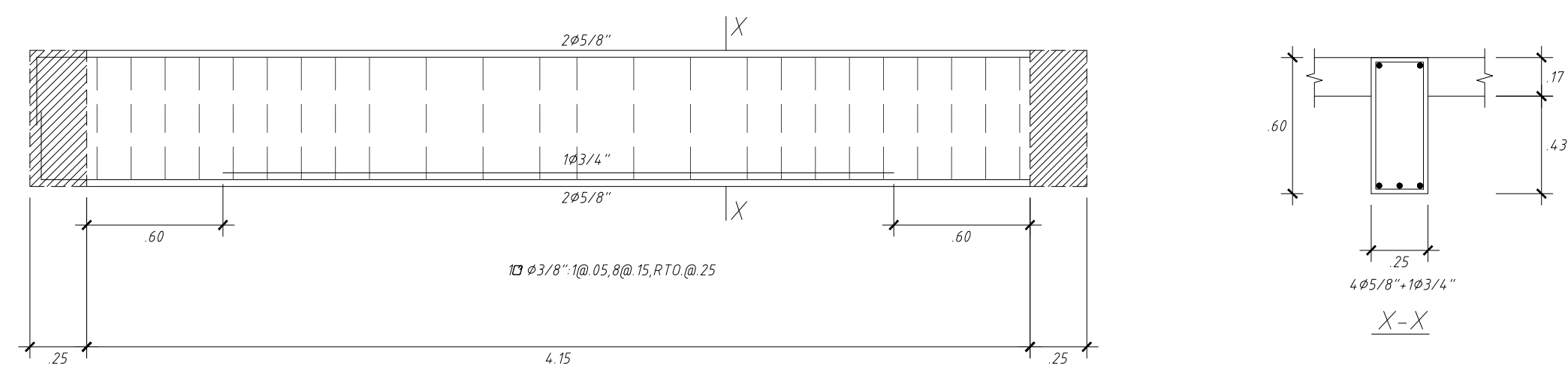
VIGAS 1er. SÓTANO



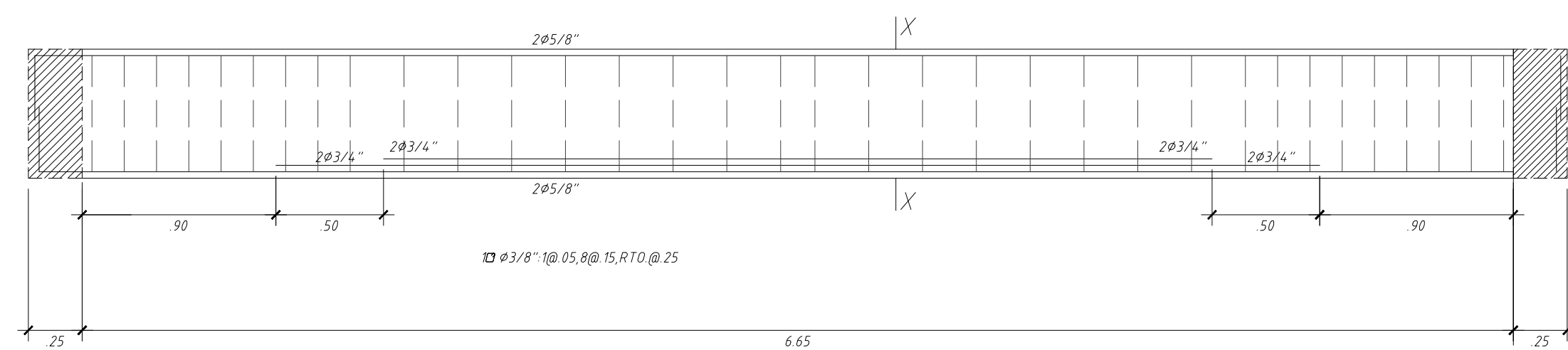
VT-13 (0.25x0.60) TECHO SÓTANO
1.25



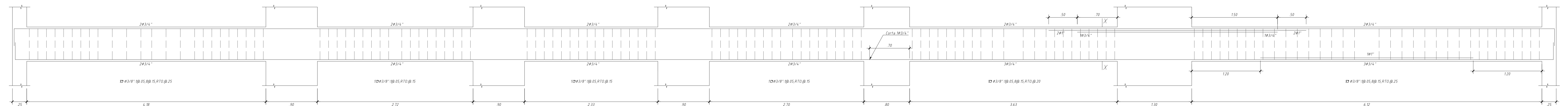
VT-14 (0.25x0.60) TECHO SÓTANO
1.25



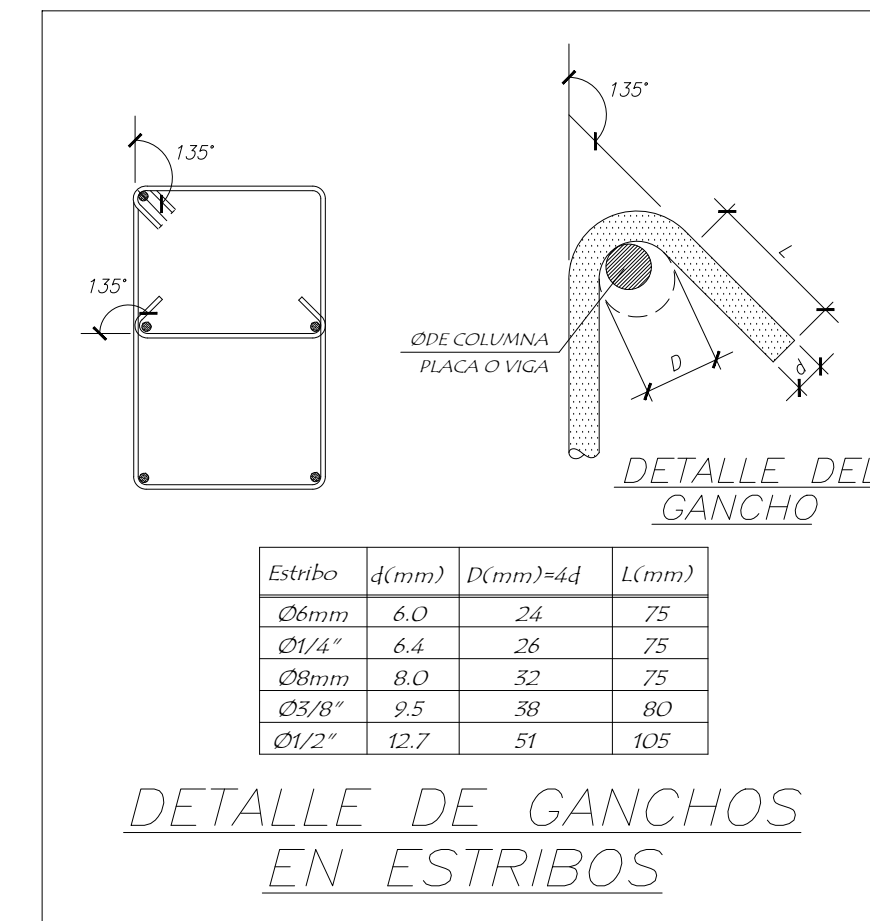
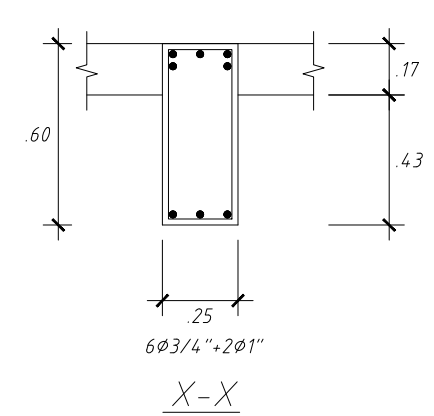
VT-16 (0.25x0.60) TECHO SÓTANO
1.25



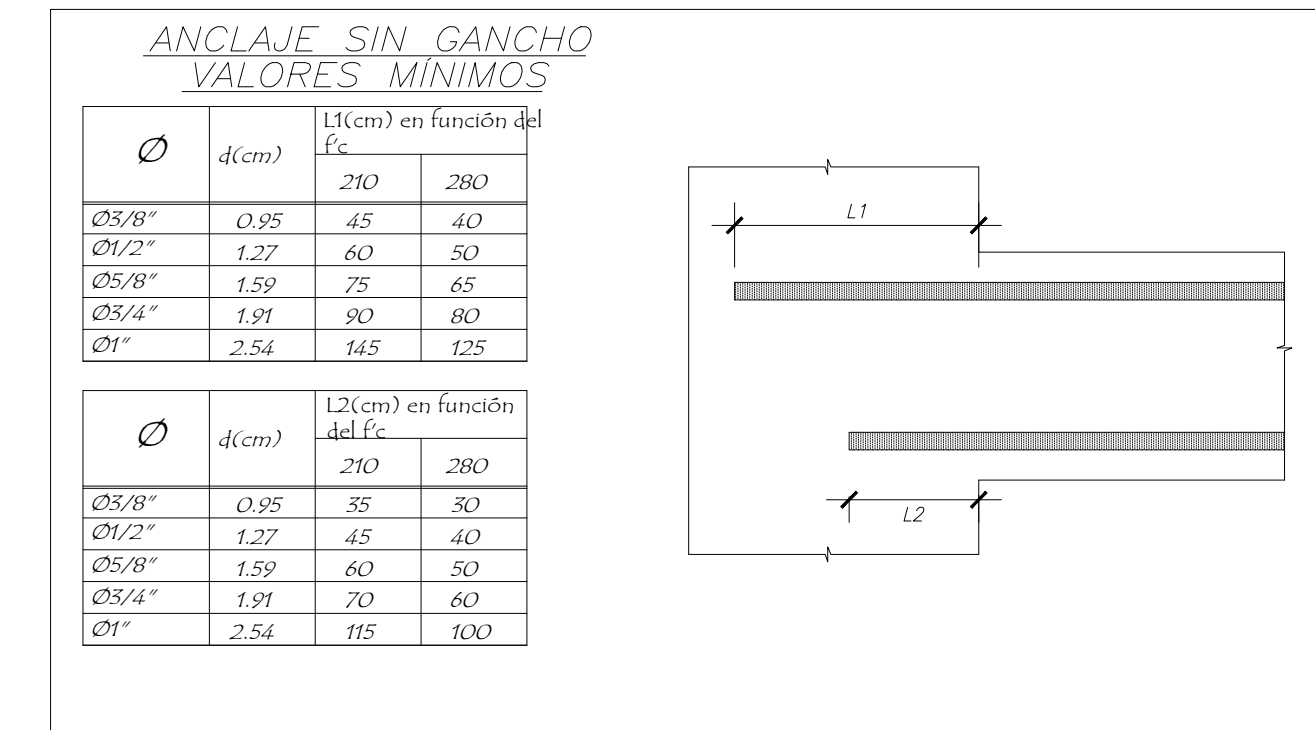
VT-17 (0.25x0.60) TECHO SÓTANO
1.25



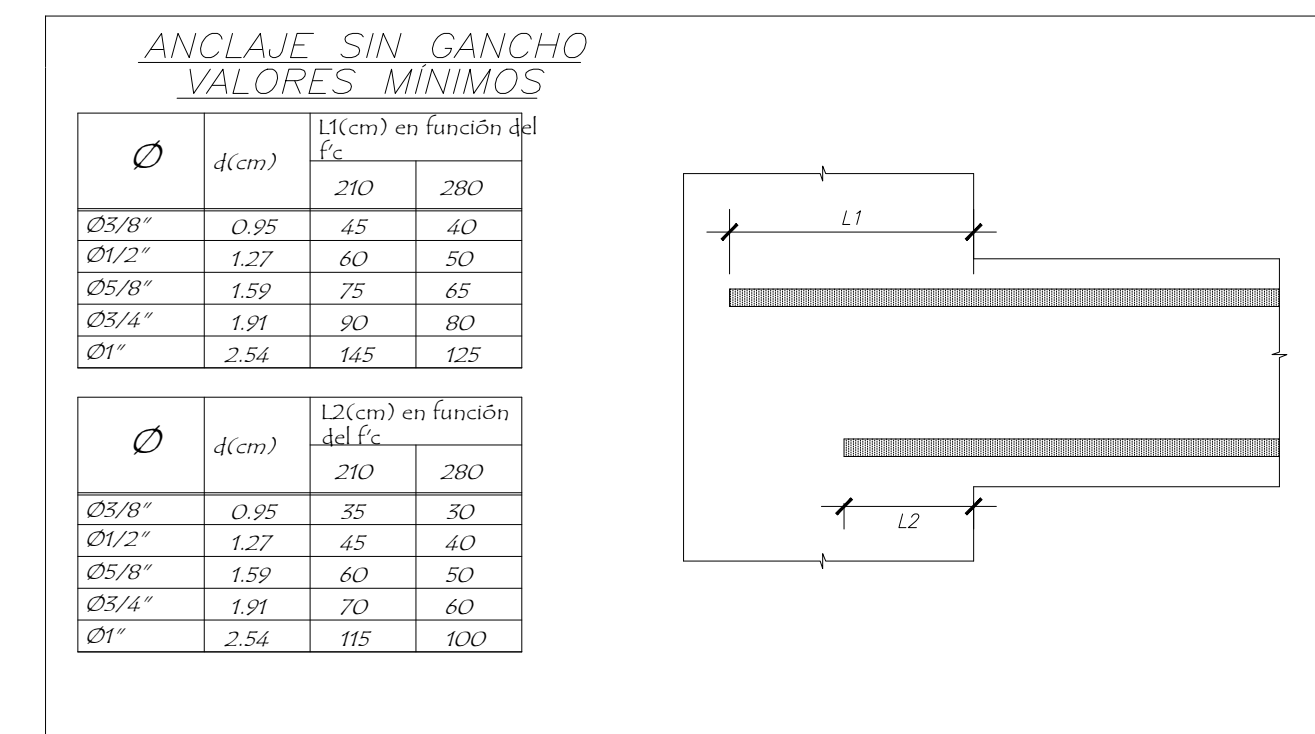
VT-18 (0.25x0.60) TECHO SÓTANO
1.25



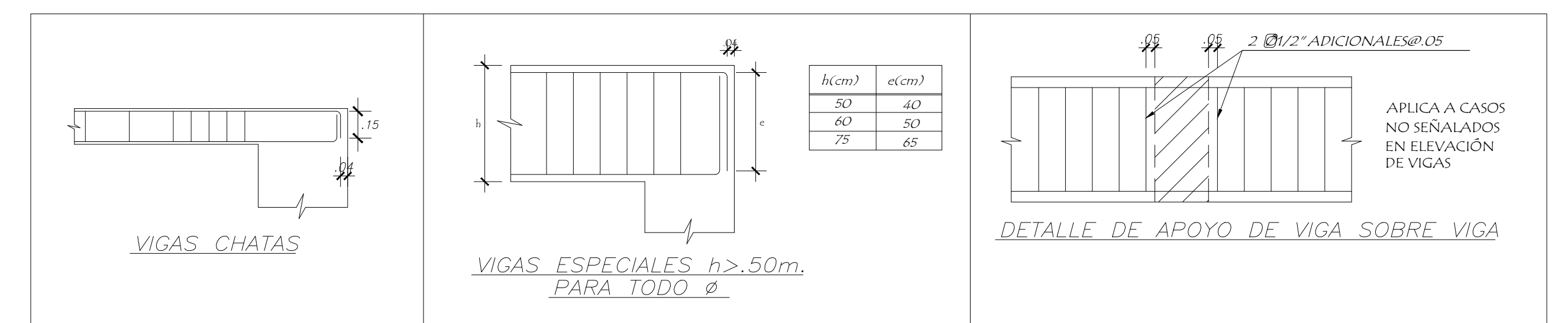
151



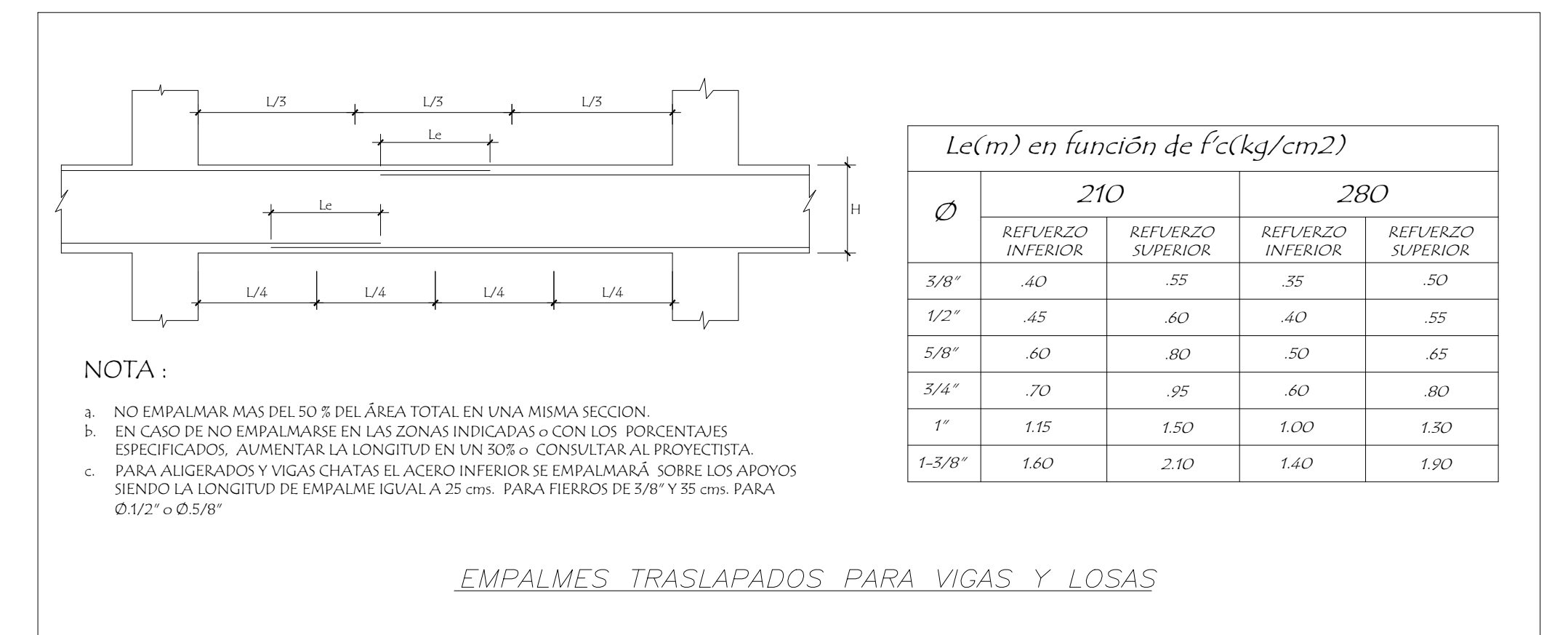
152



153

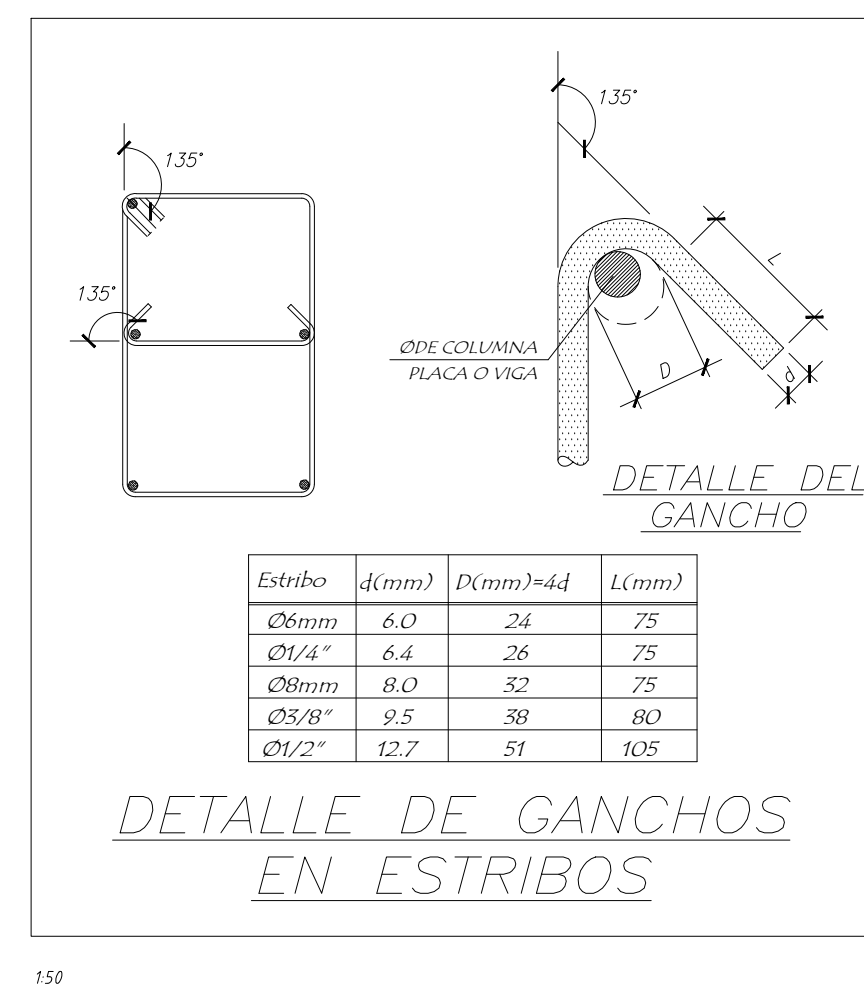
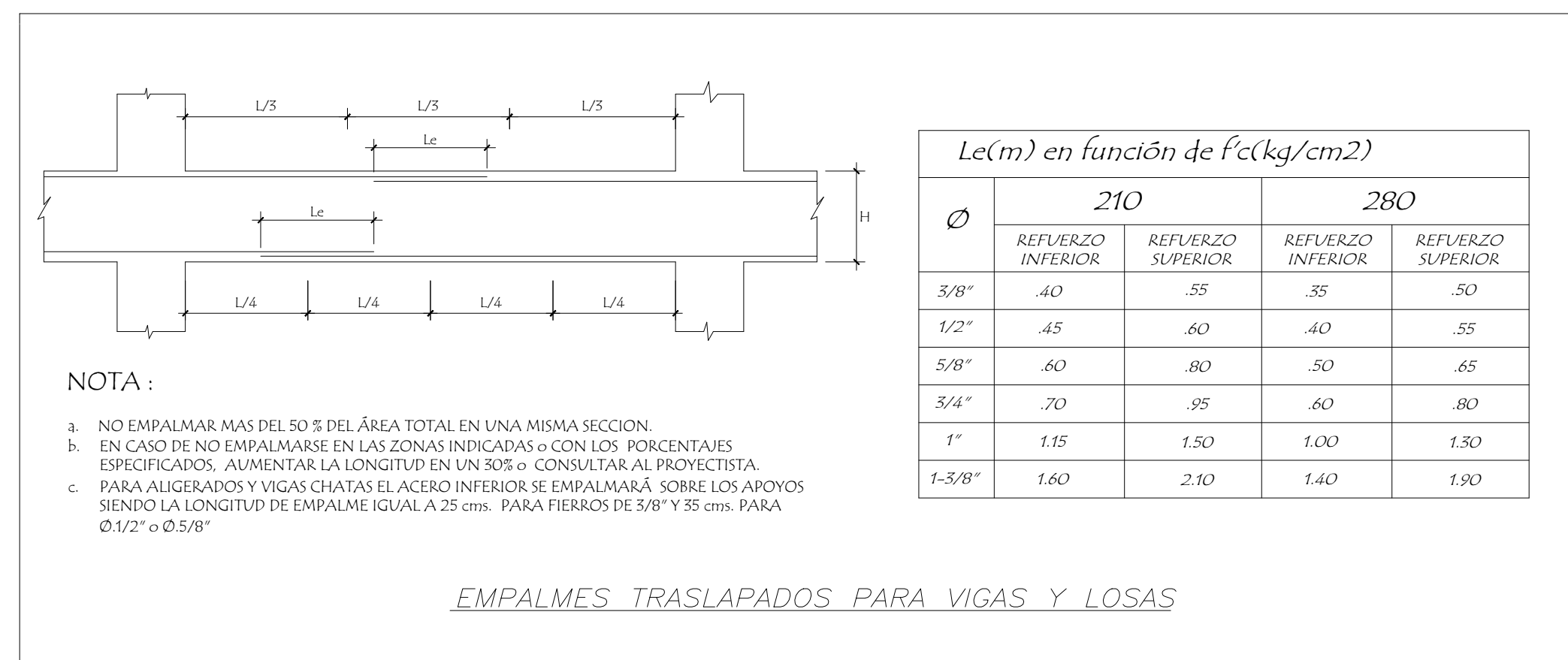
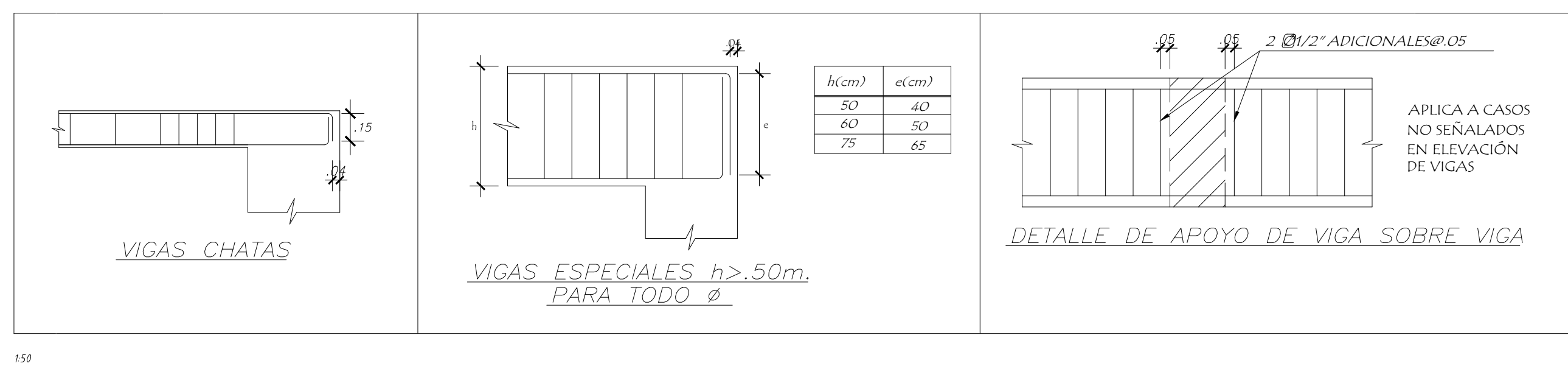
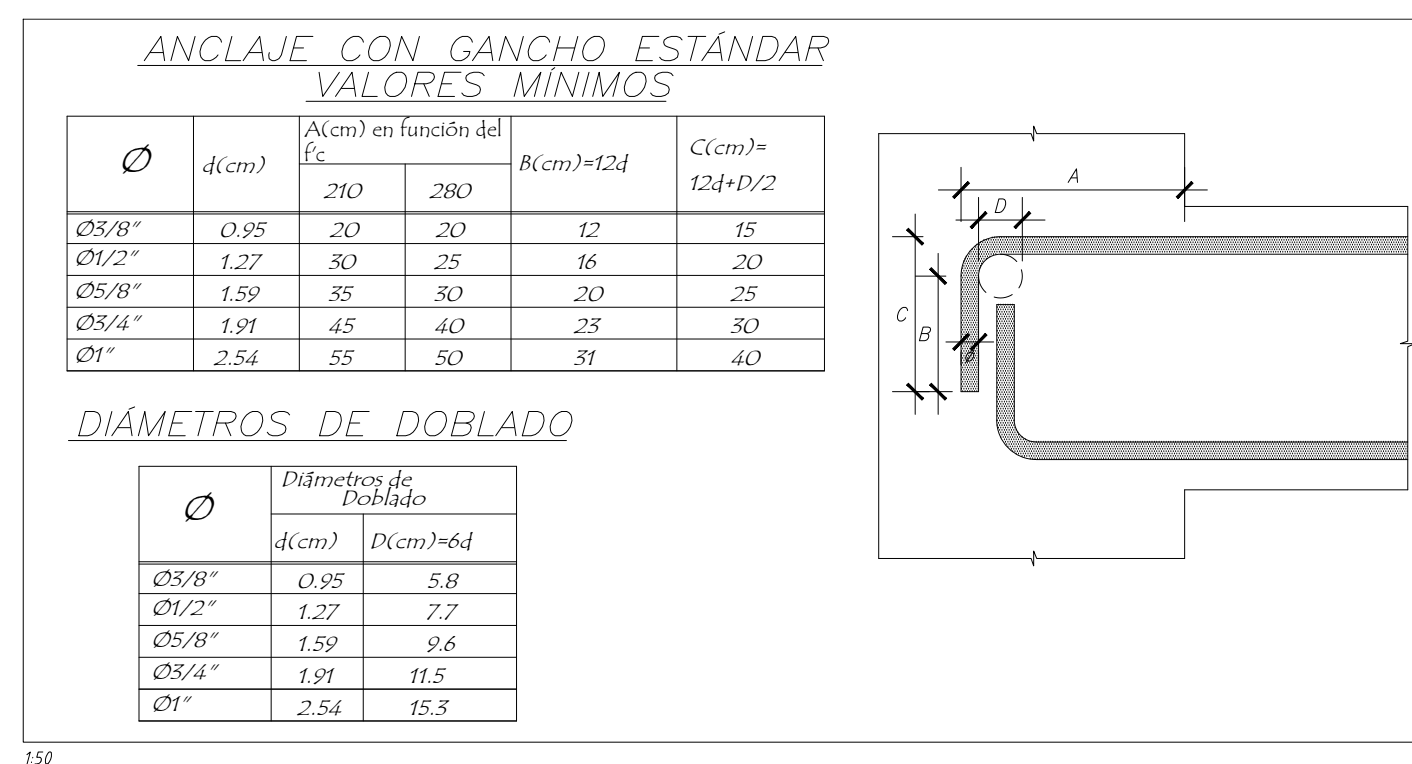
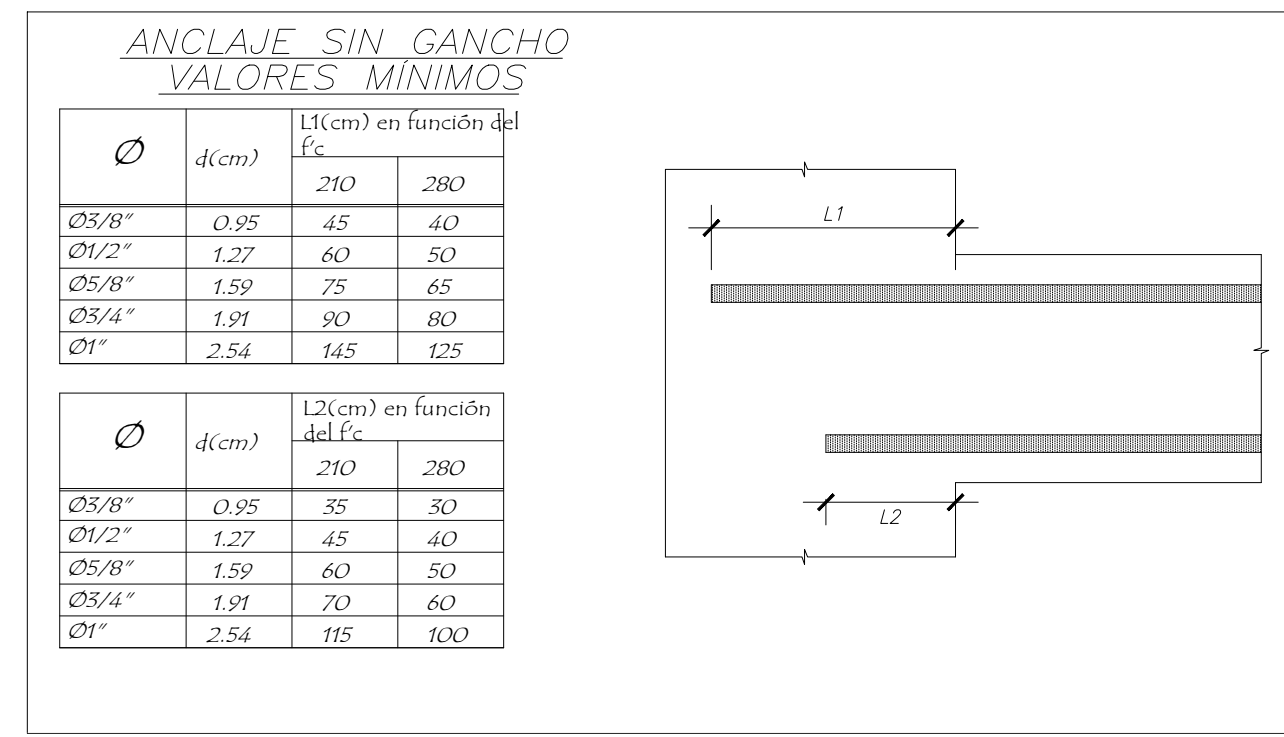
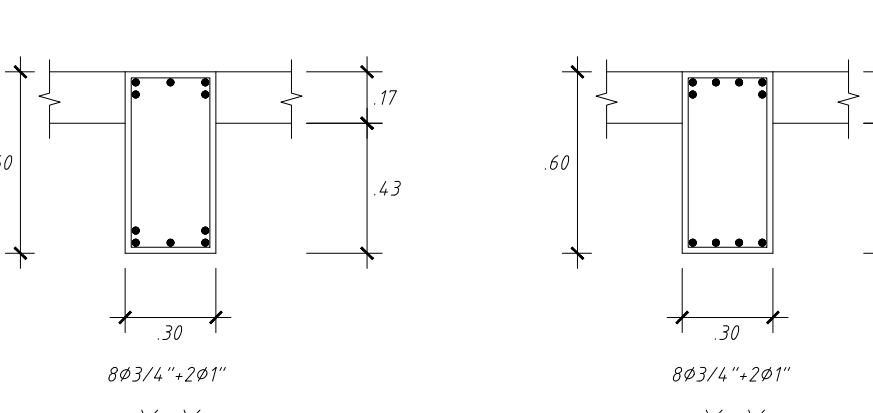
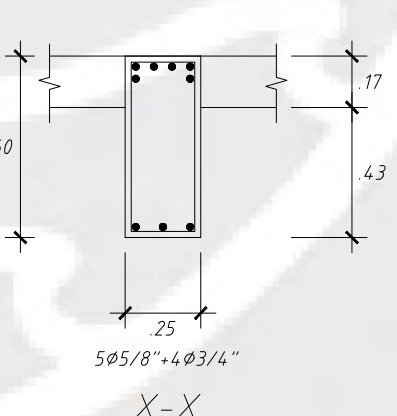
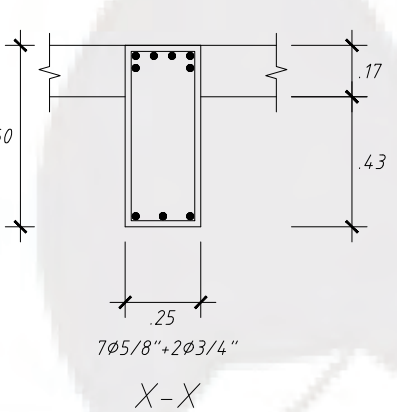
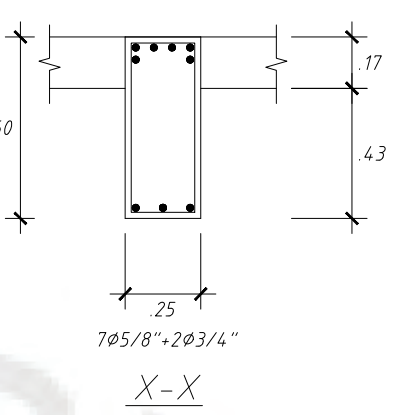
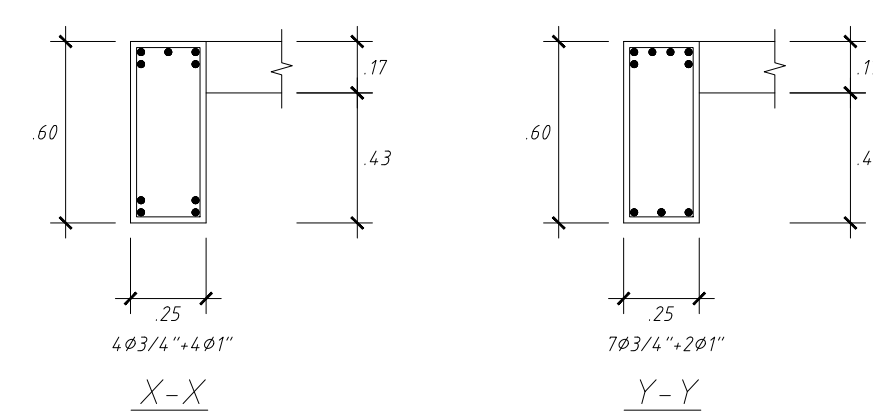
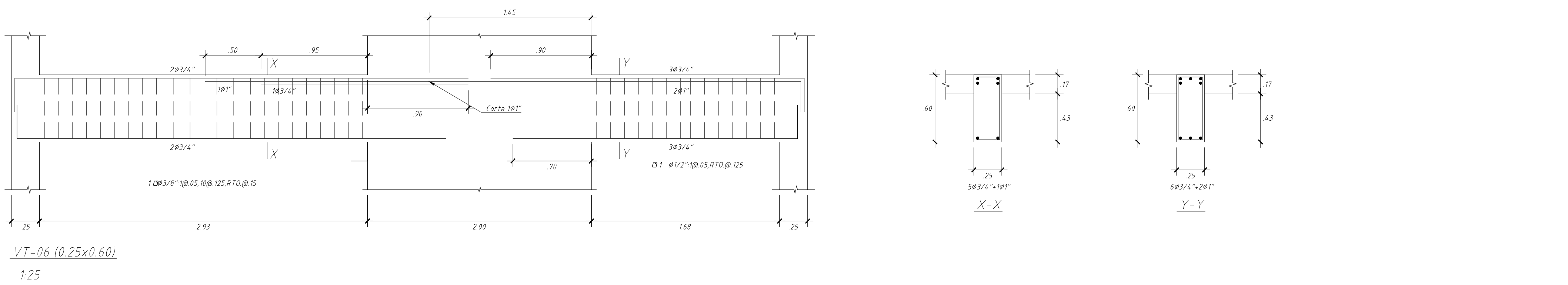
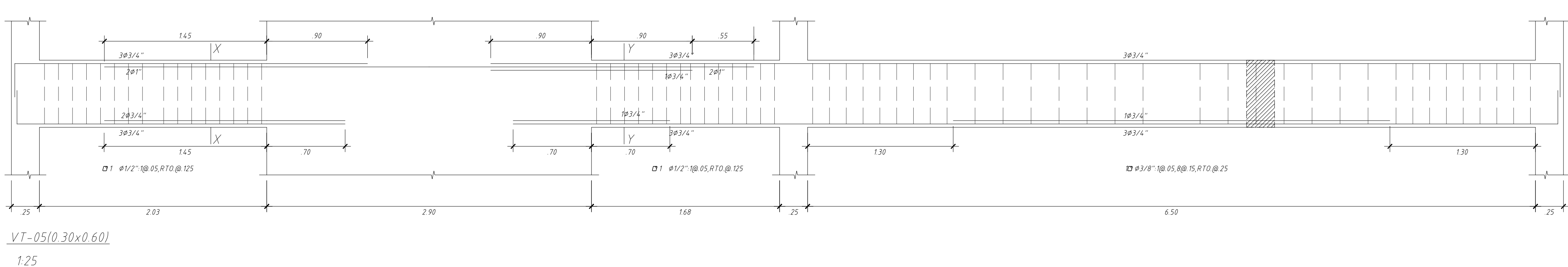
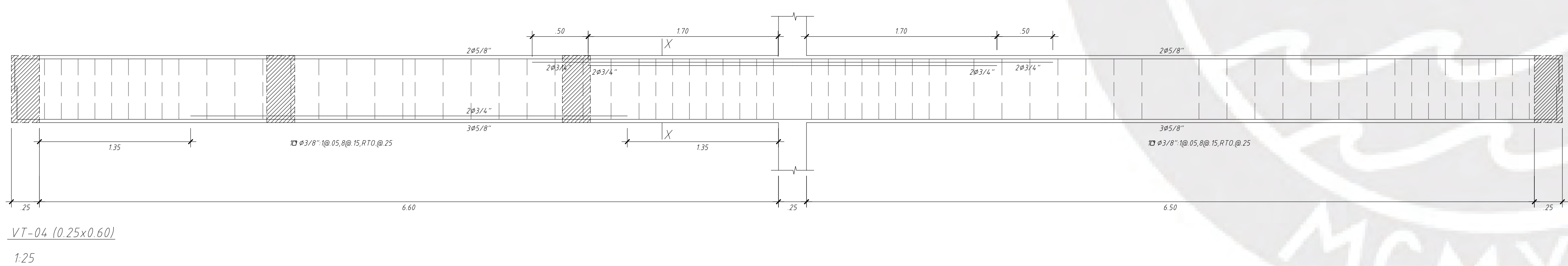
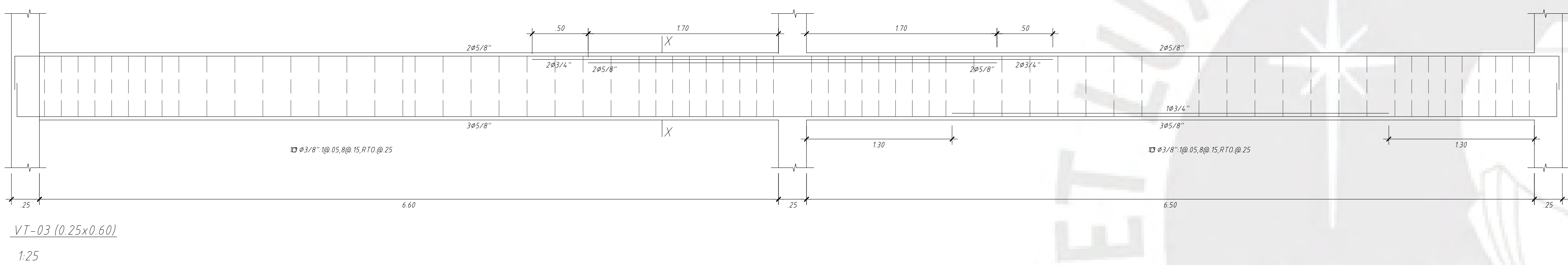
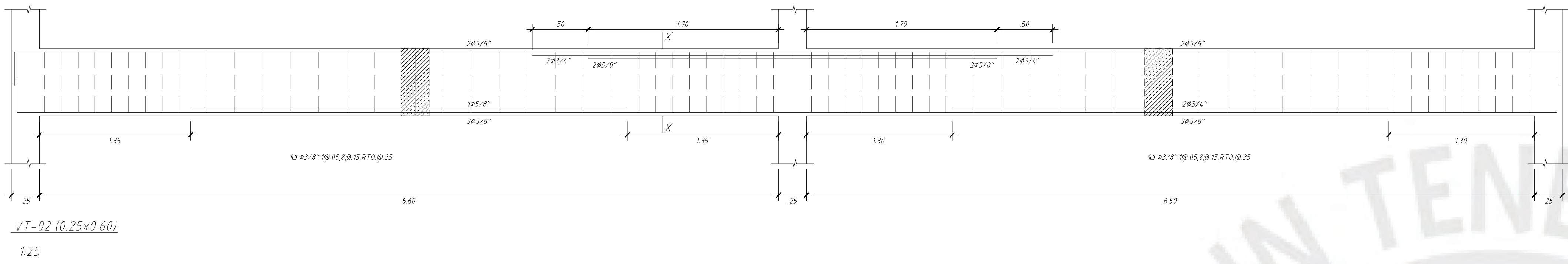
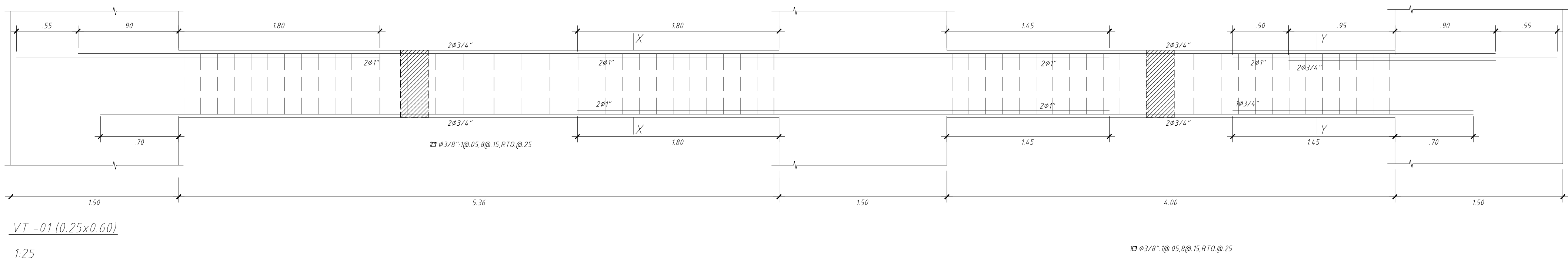


154

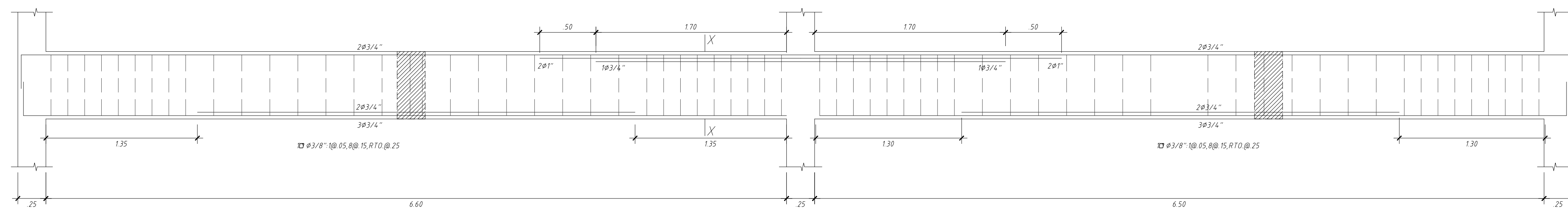


155

VIGAS DE PISO TÍPICO (1-5)

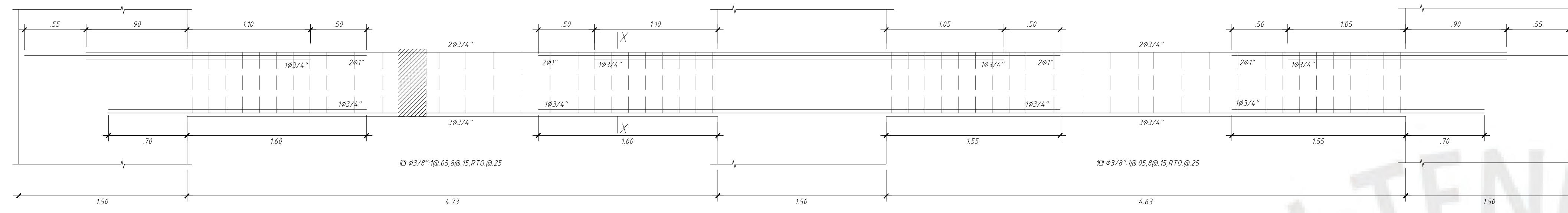


VIGAS DE PISO TÍPICO (1-5)



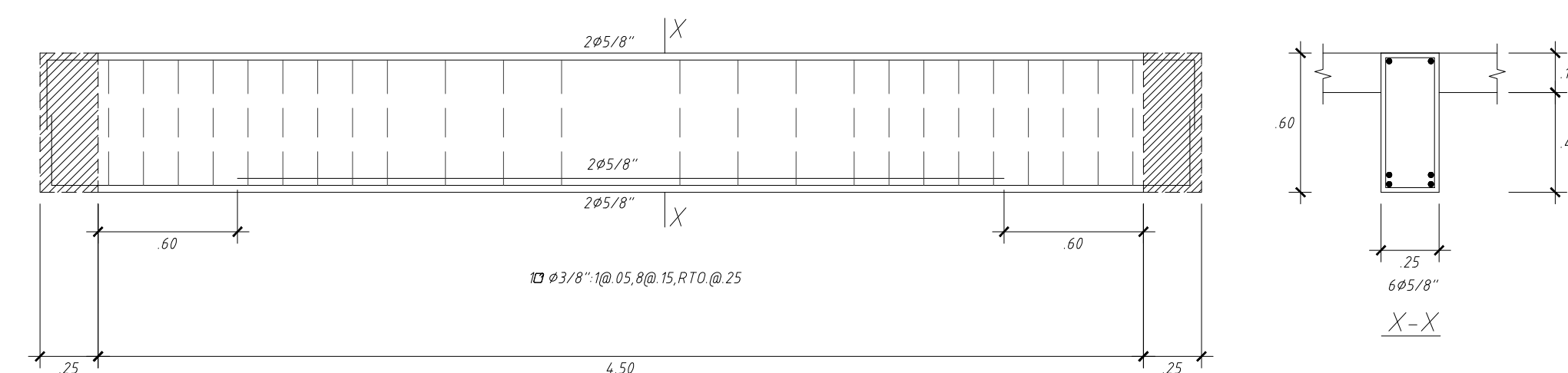
VT-07 (0.25x0.60)

1.25



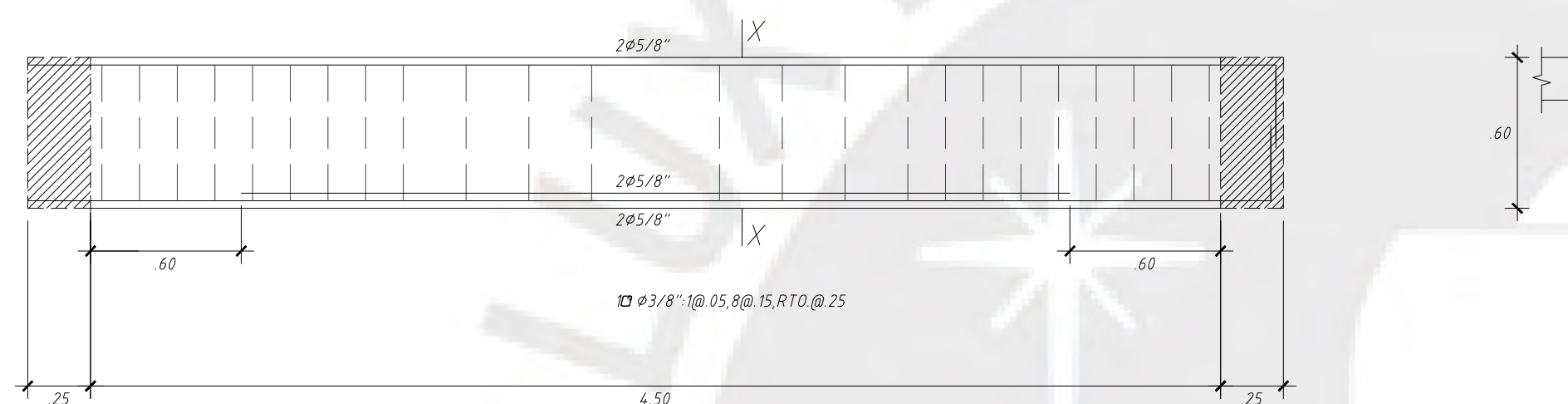
VT-08 (0.25x0.60)

1.25



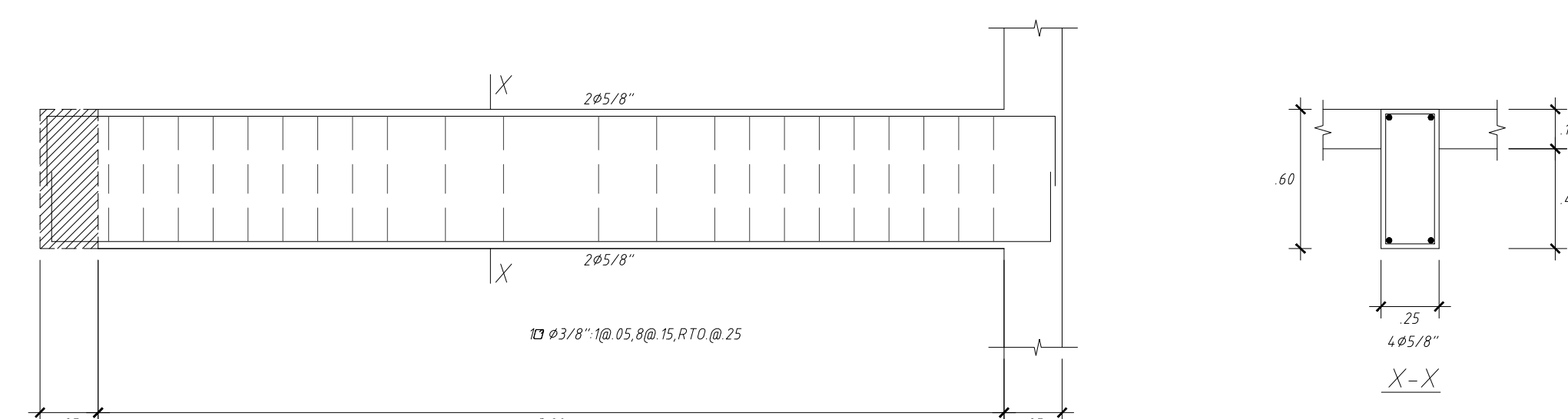
VT-12 (0.25x0.60)

1.25



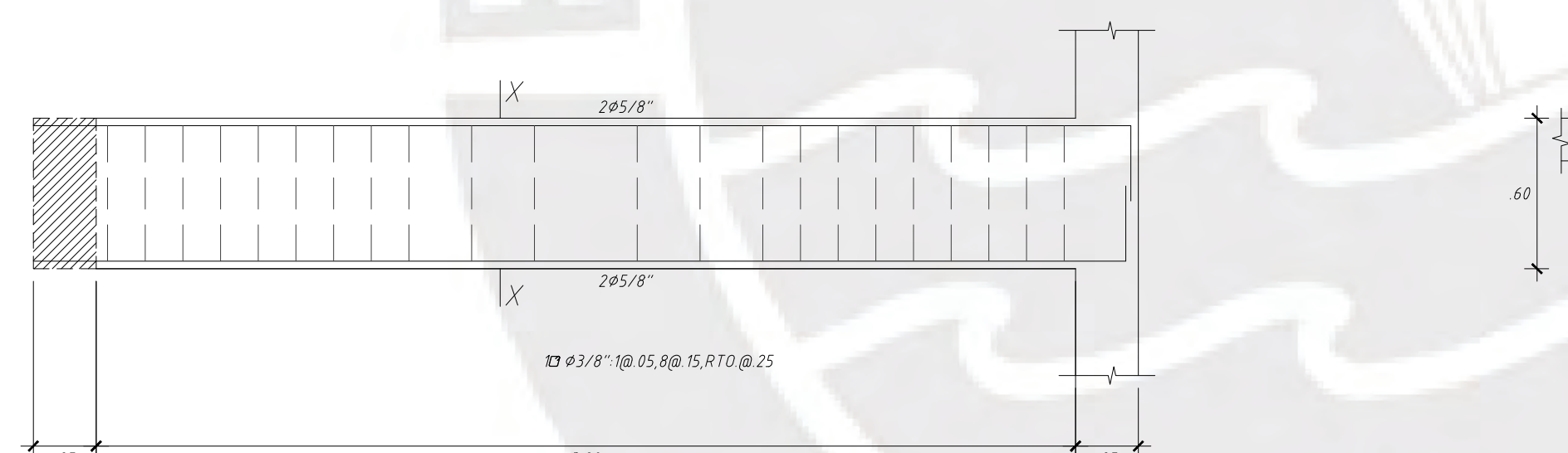
VT-13 (0.25x0.60)

1.25



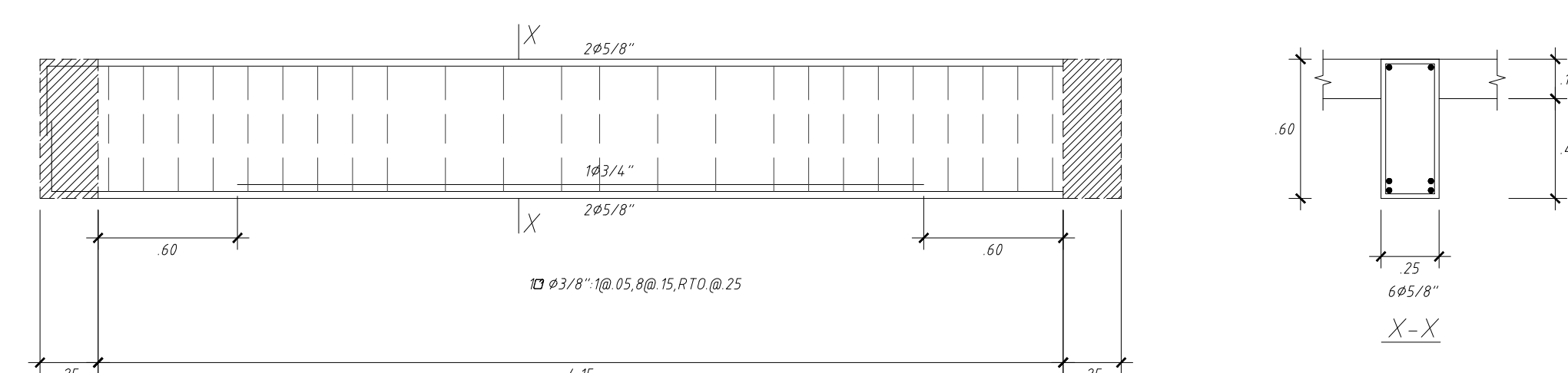
VT-14 (0.25x0.60)

1.25



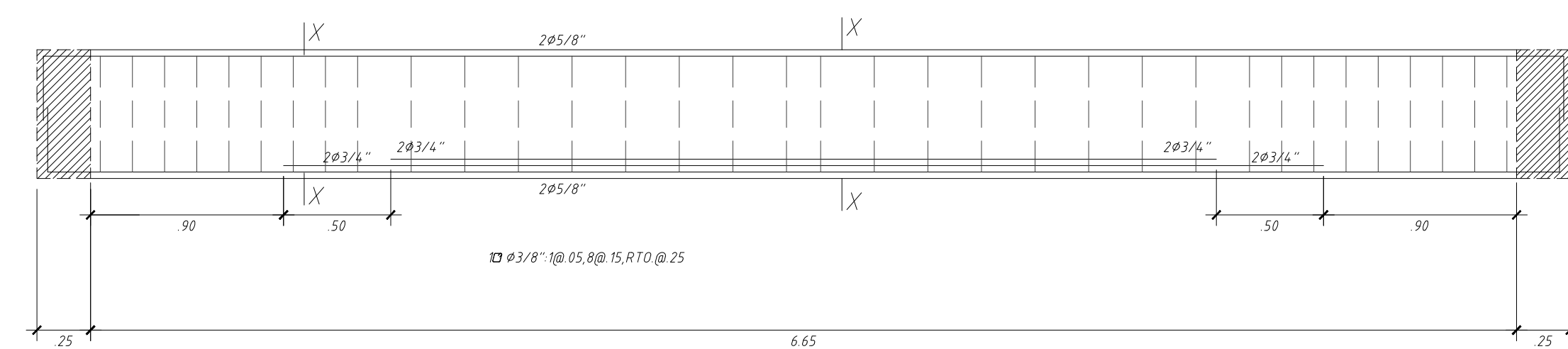
VT-15 (0.25x0.60)

1.25



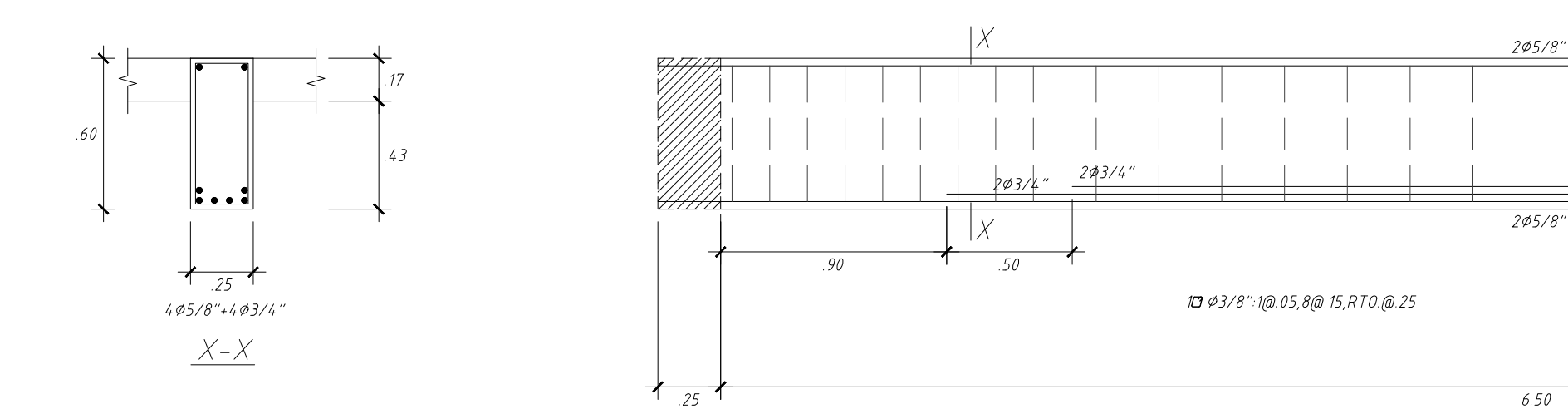
VT-16 (0.25x0.60)

1.25



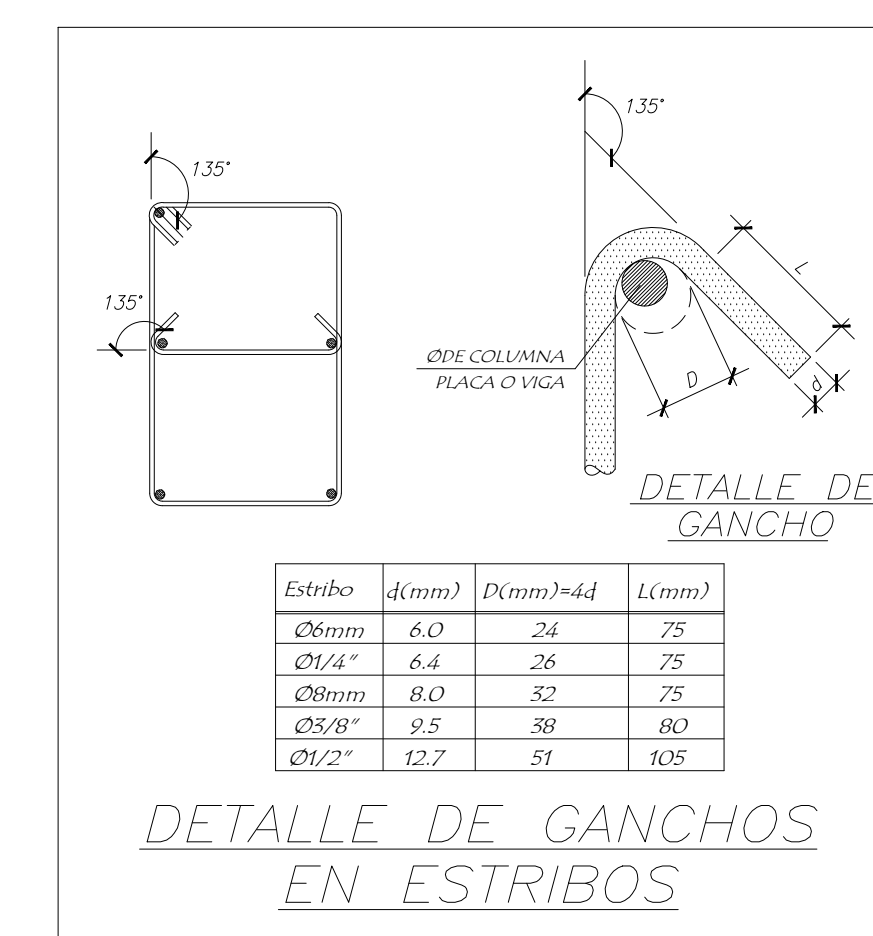
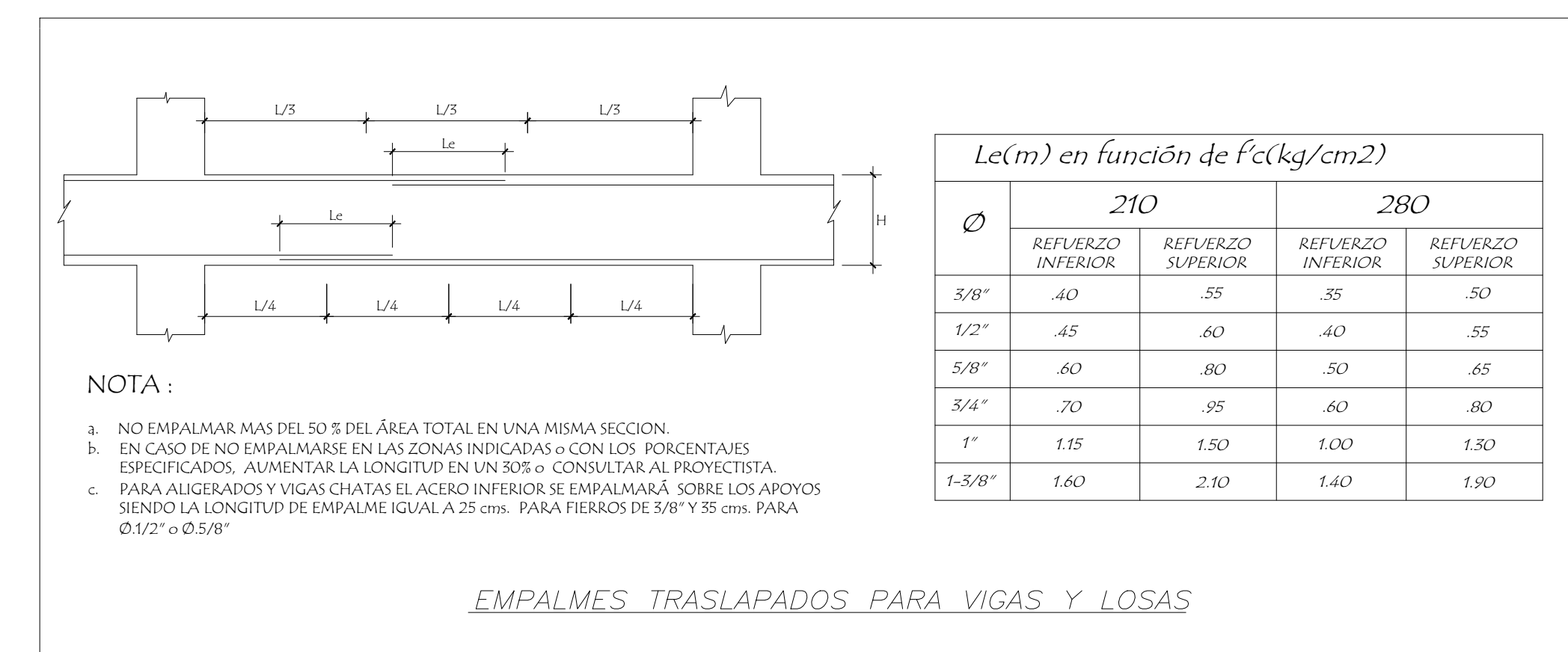
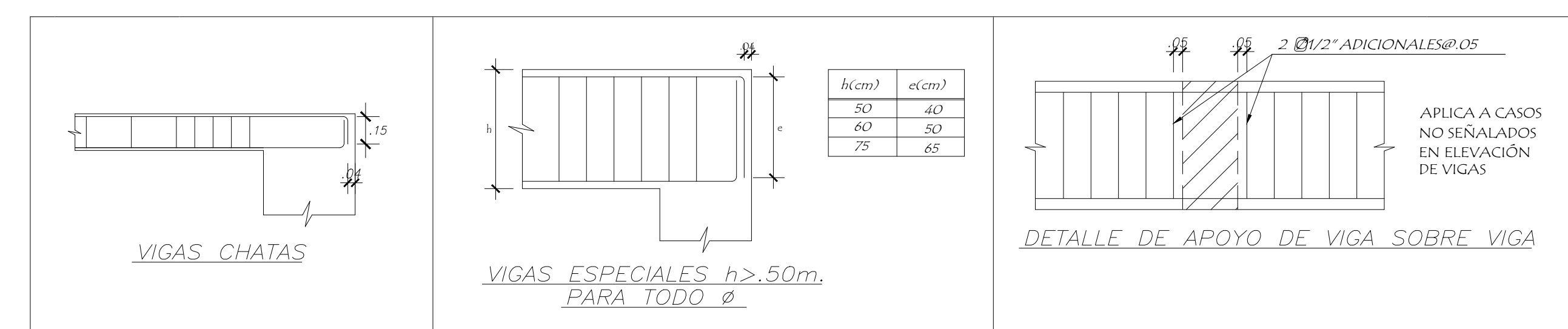
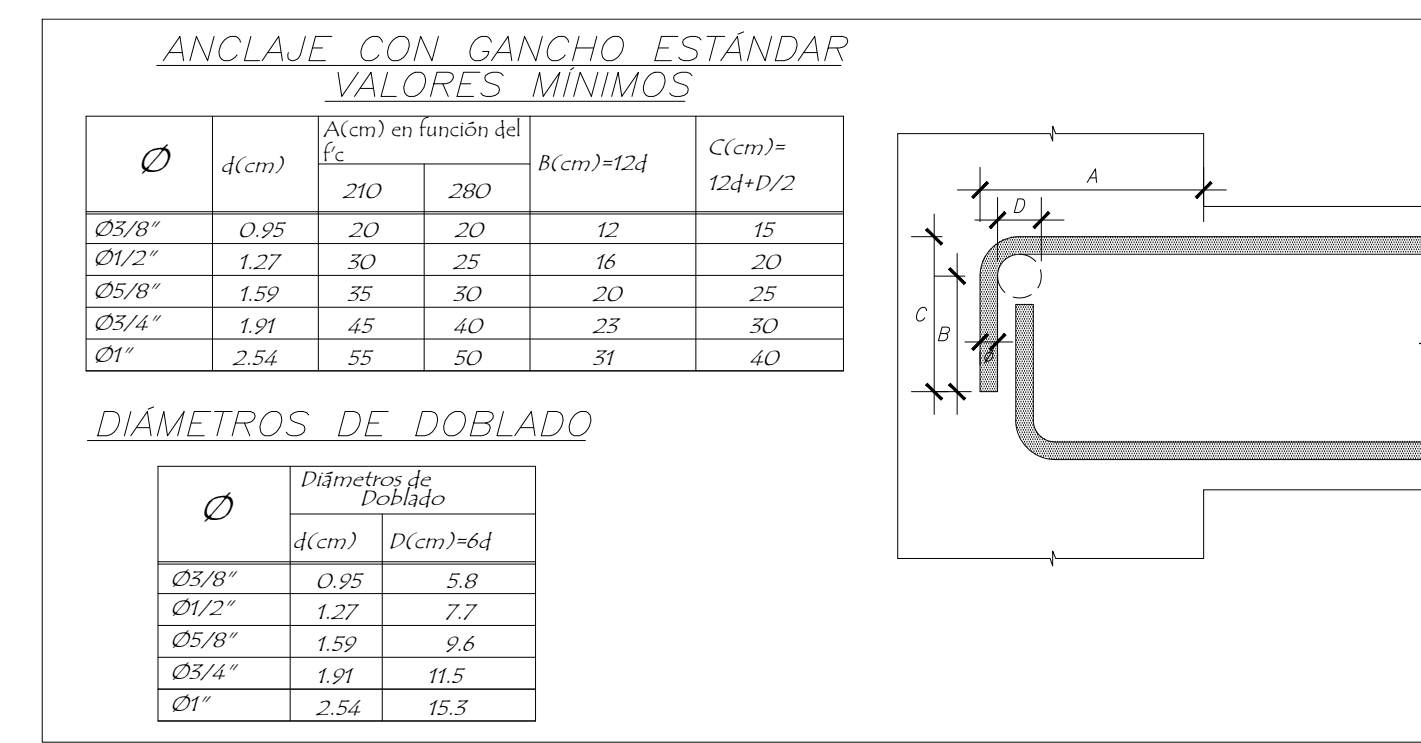
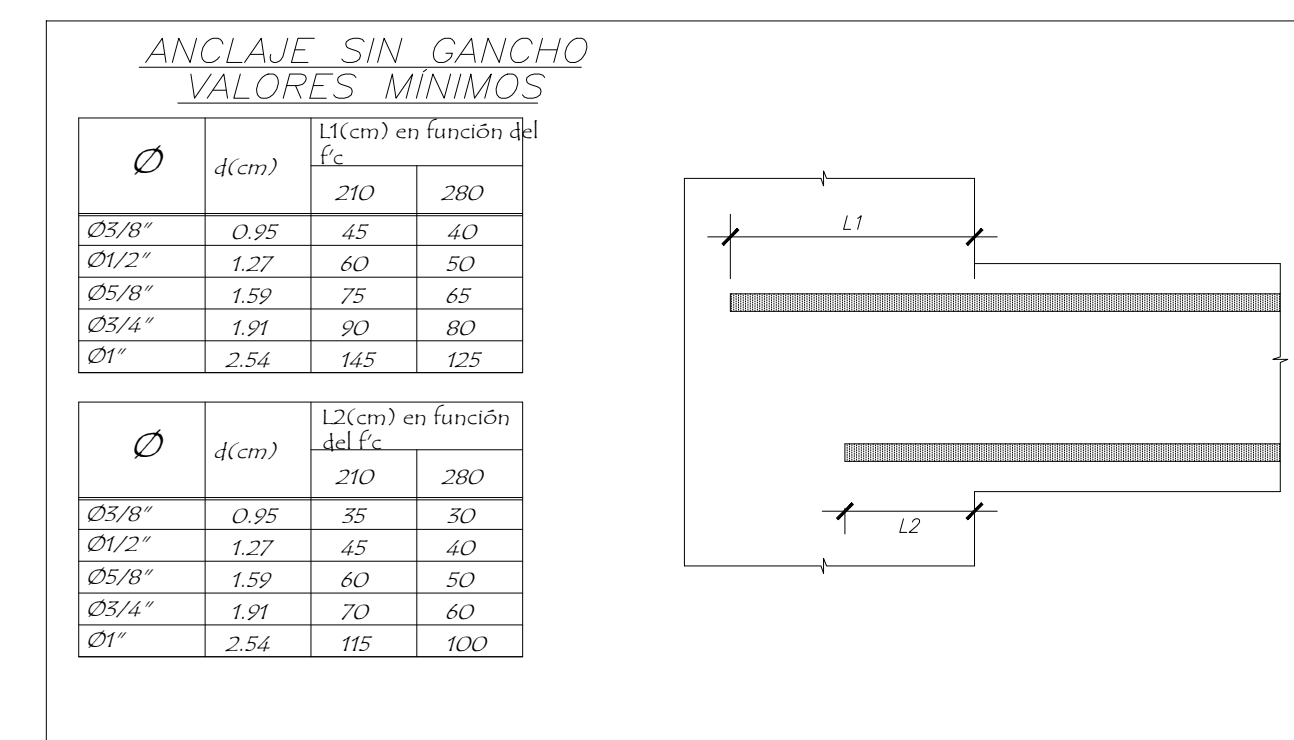
VT-17 (0.25x0.60)

1.25



VT-18 (0.25x0.60)

1.25



"PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ"

PROYECTO: "EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR"

ALUMNO: "JOSHEP GERI ZANABRIA"

TÍTULO: "VIGAS DE PISO TÍPICO"

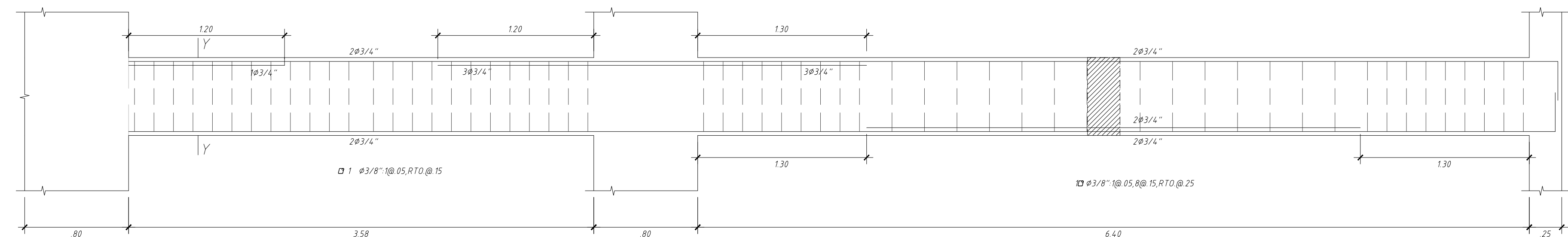
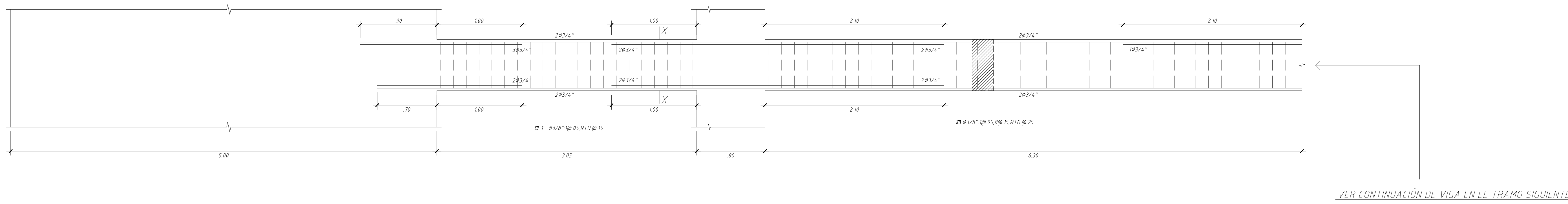
UBICACIÓN: SURCO

FECHA: 21/05/25

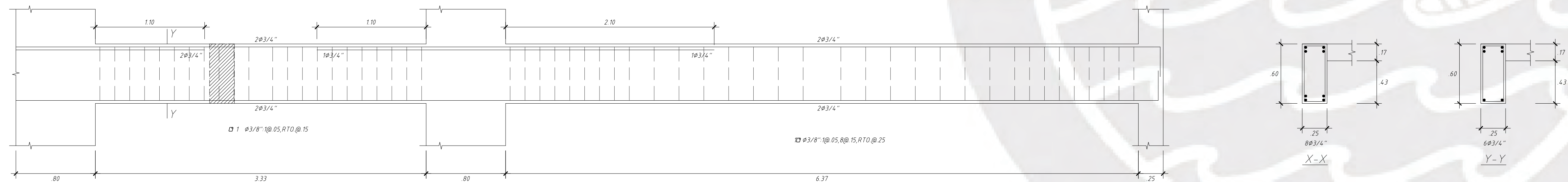
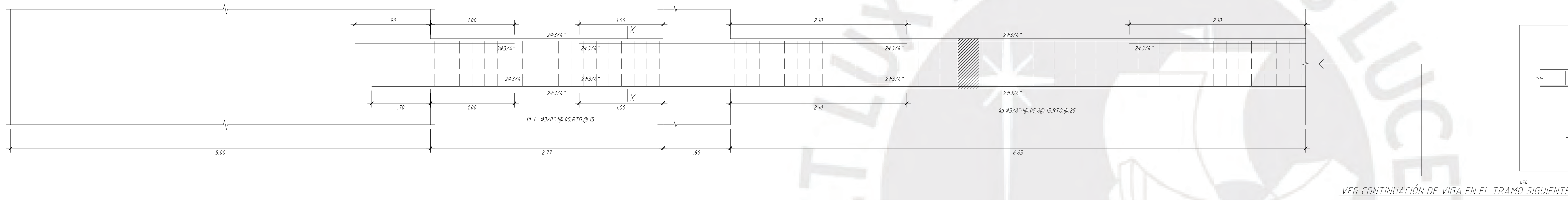
INDICADA

E-10

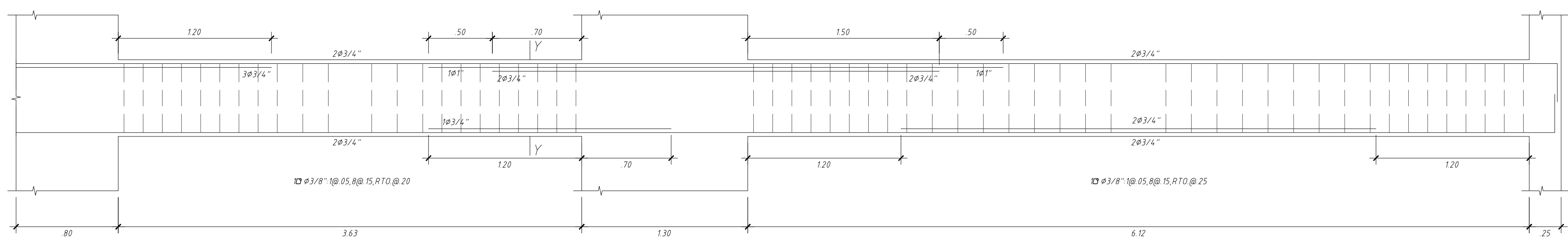
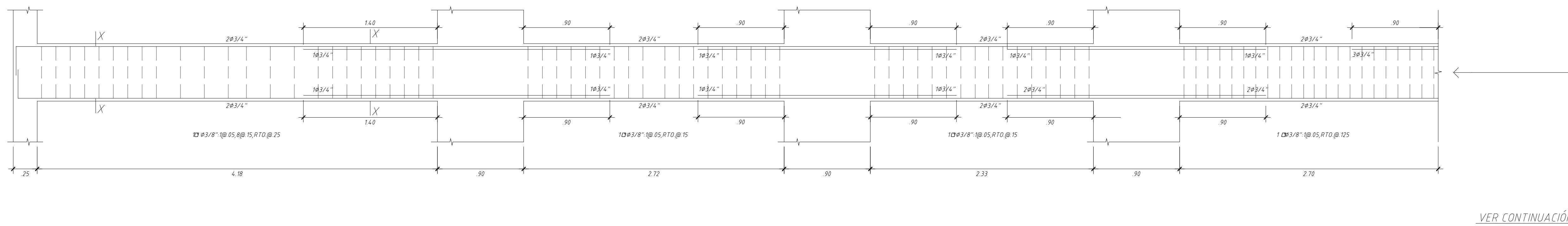
VIGAS DE PISO TÍPICO (1-5)



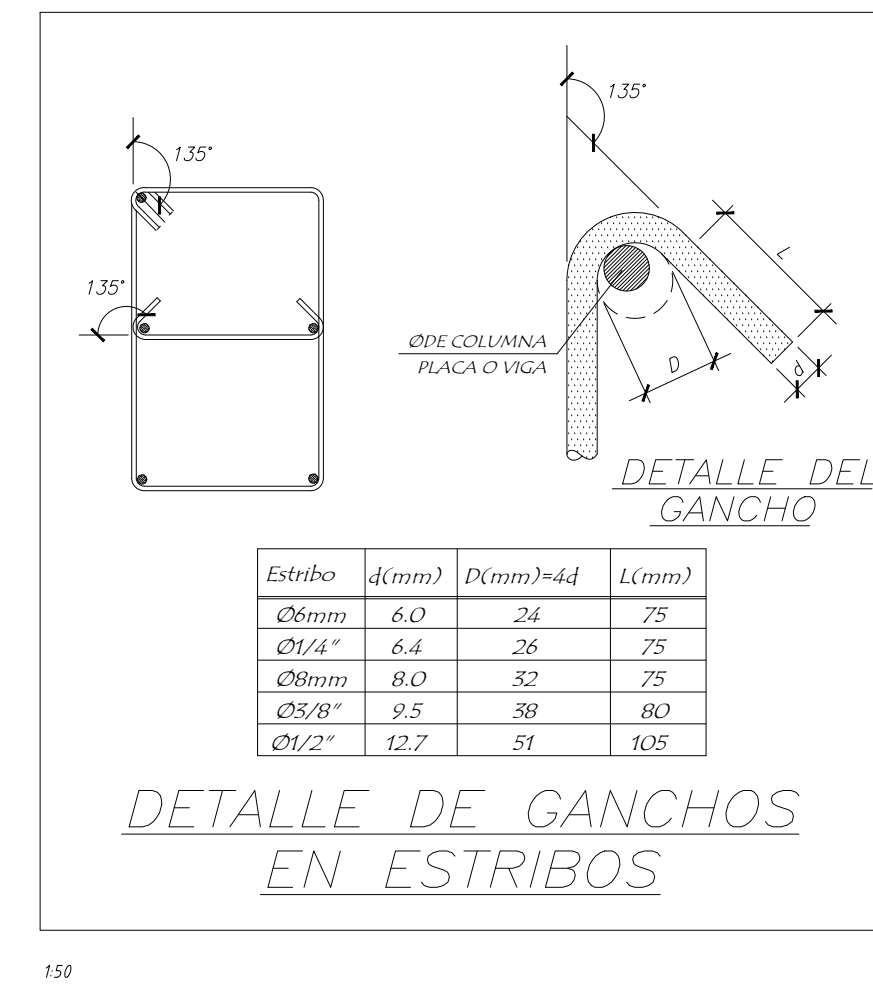
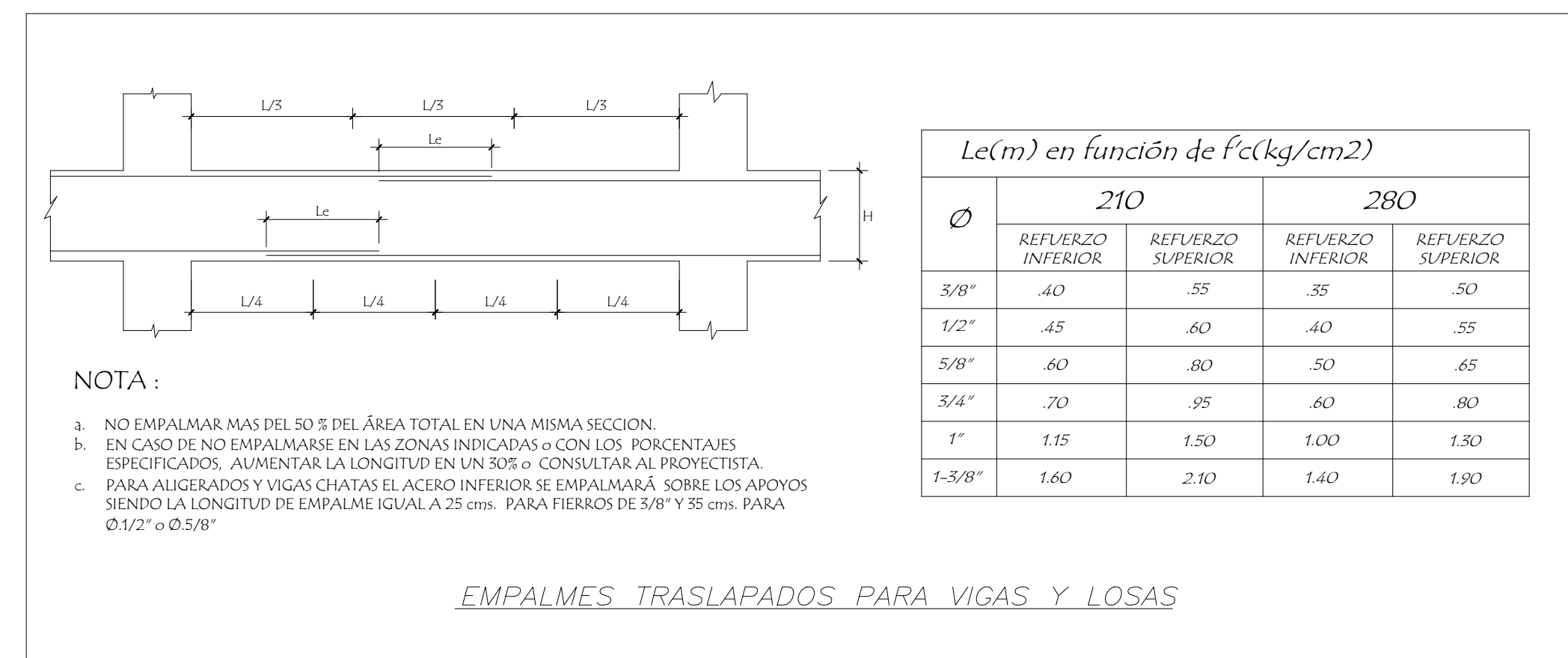
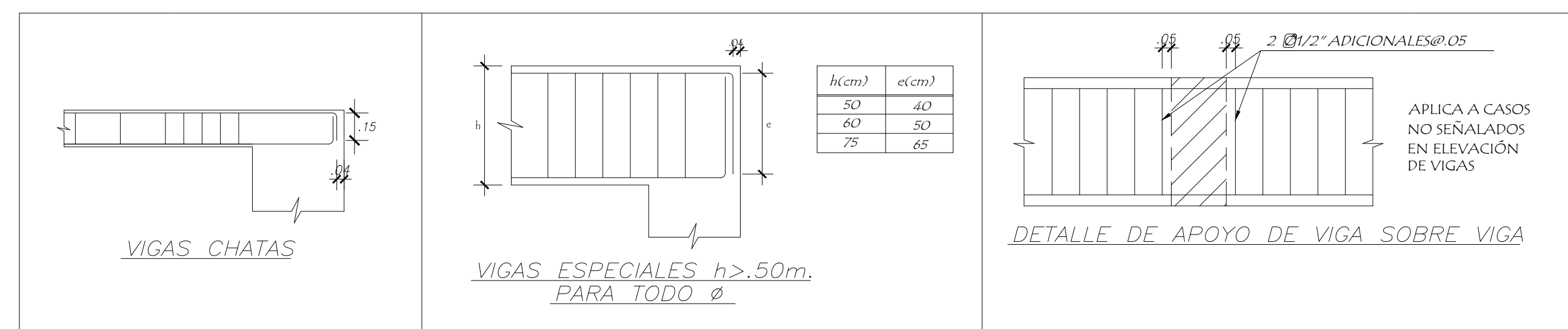
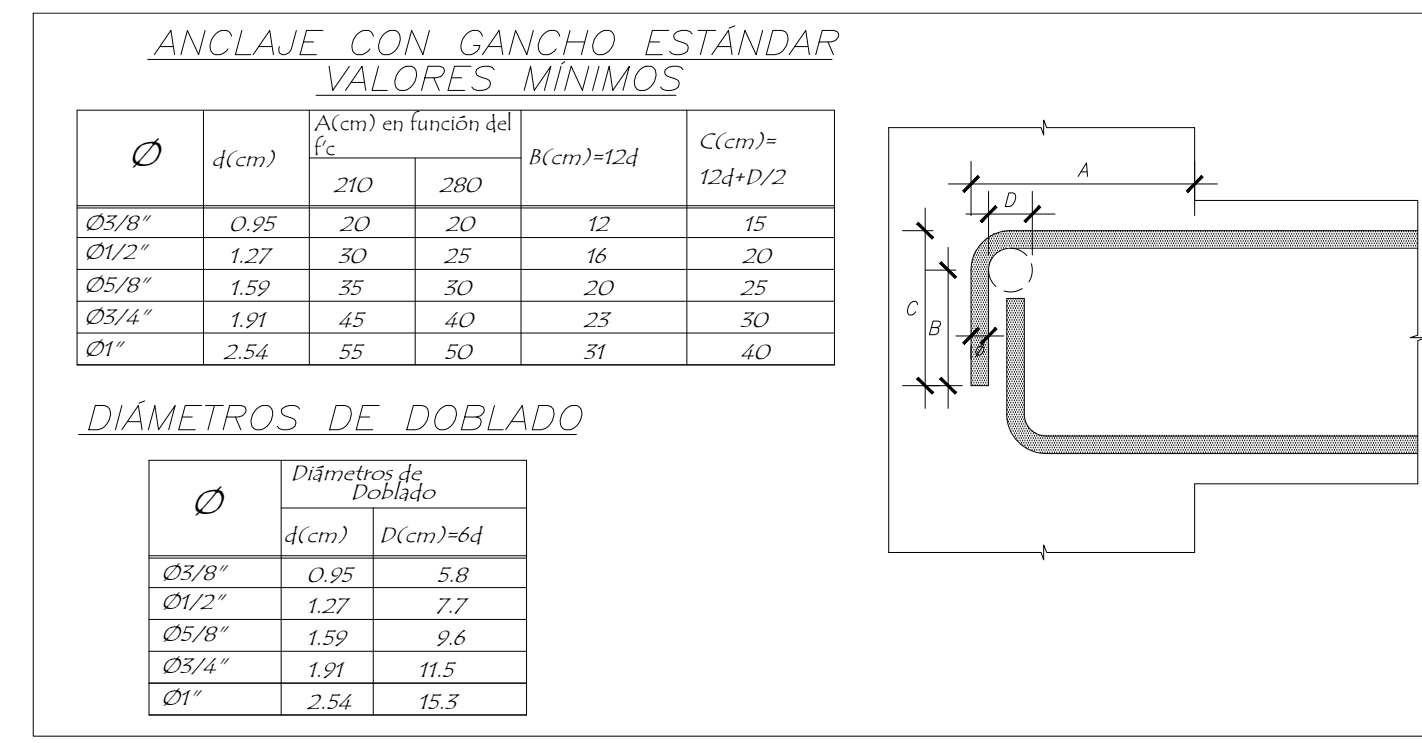
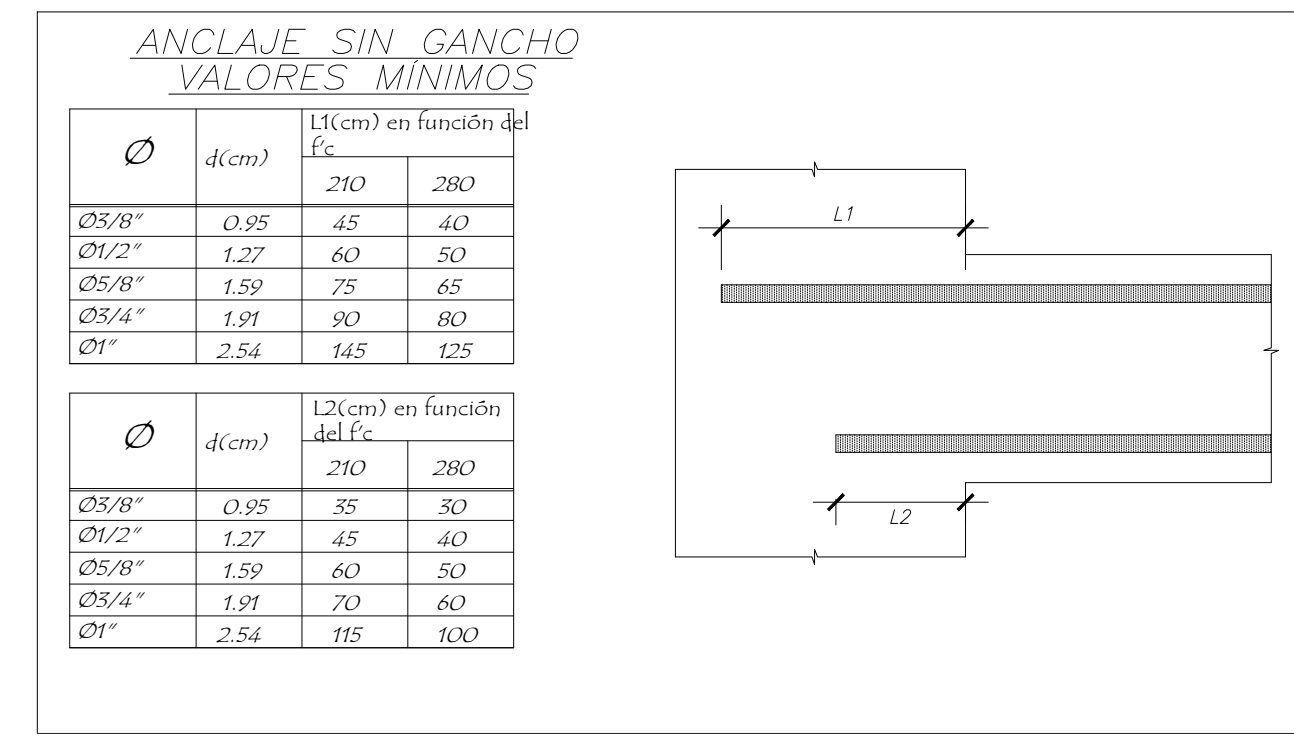
VT-09 (0.25x0.60)
1/25



VT-10 (0.25x0.60)
1/25



VT-11 (0.25x0.60)
1/25



"PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ"

PROYECTO: "EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR"

ALUMNO: "JOSHEP GERI ZANABRIA"

TÍTULO: "VIGAS DE PISO TÍPICO"

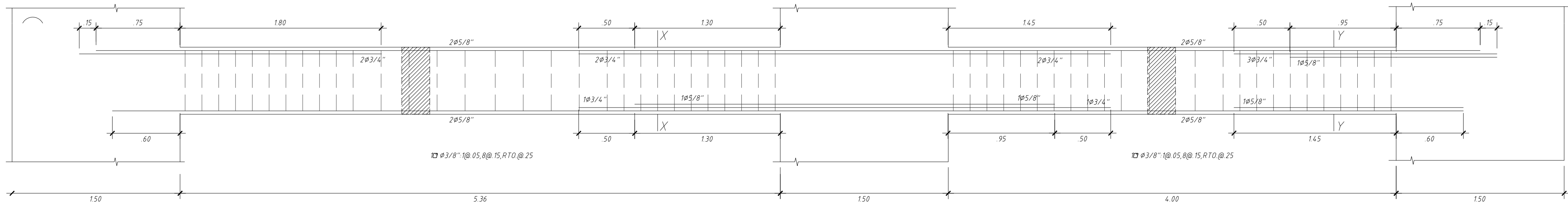
UBICACIÓN: SURCO

FECHA: 21/05/25

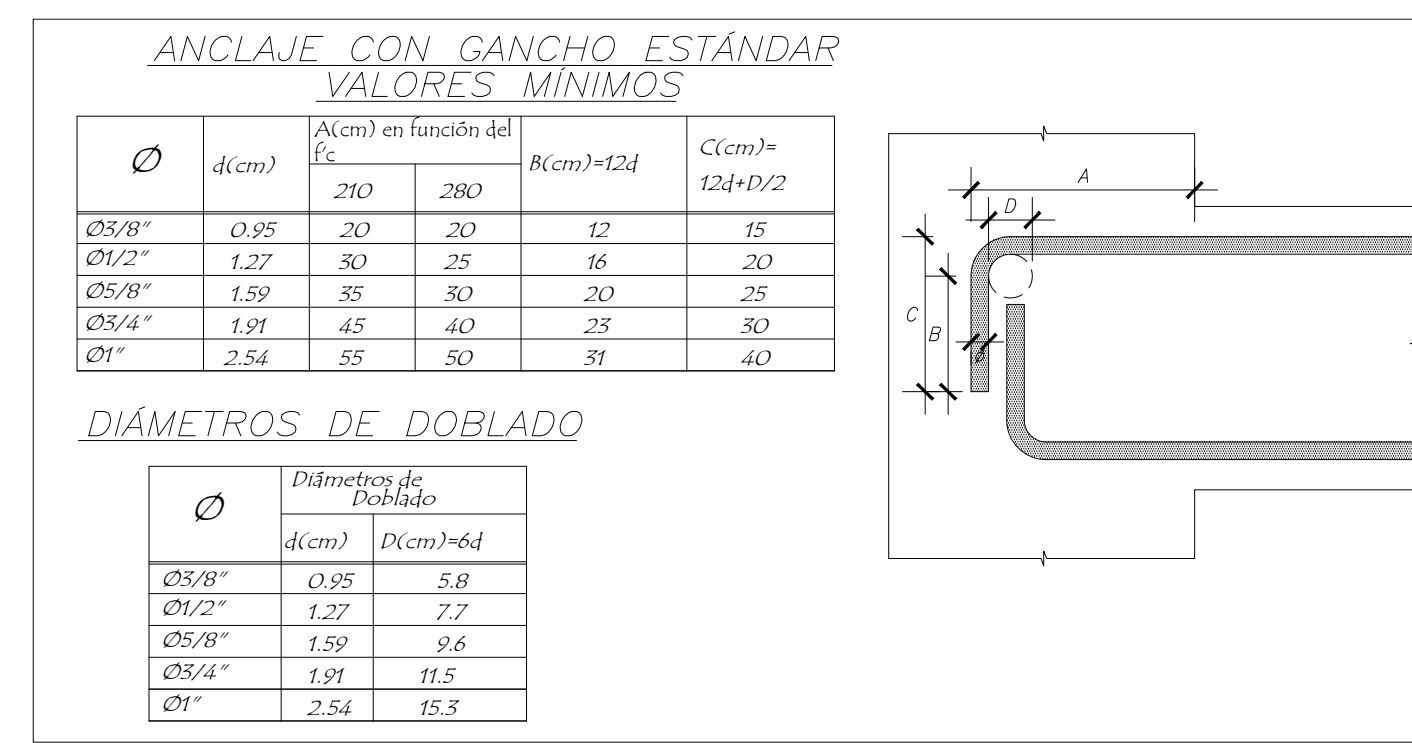
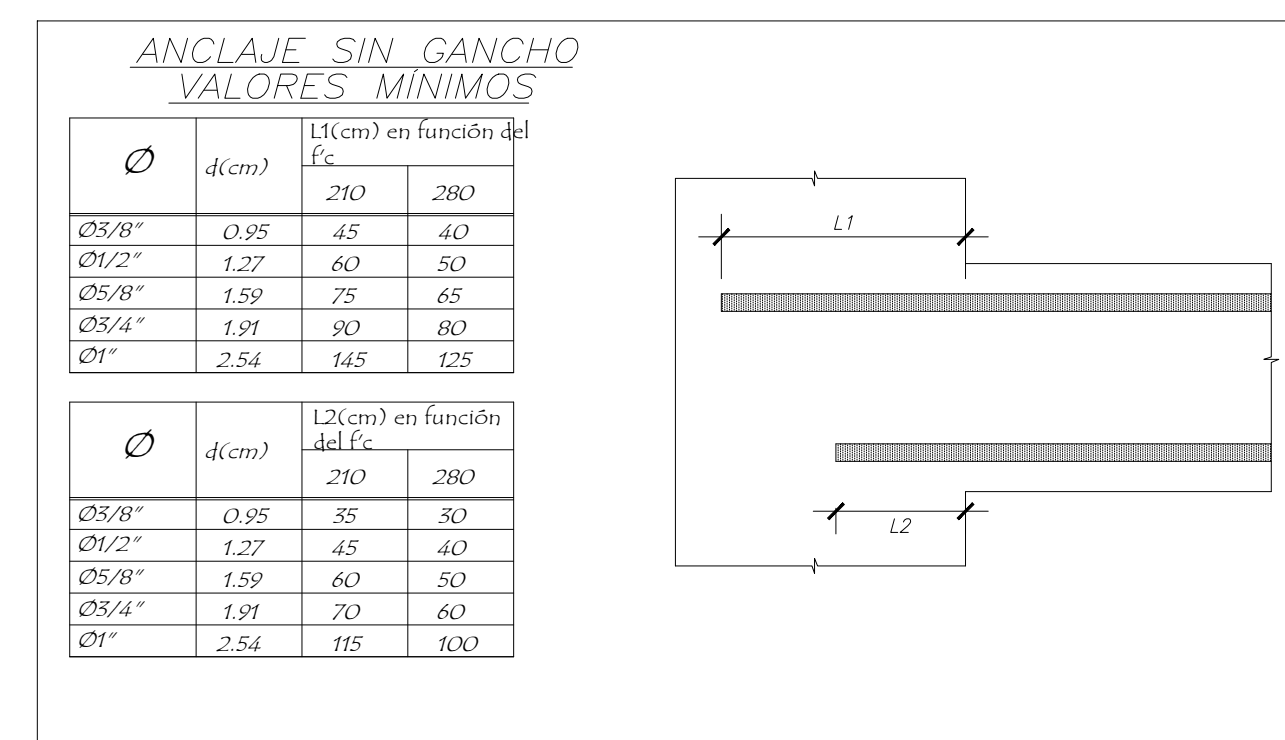
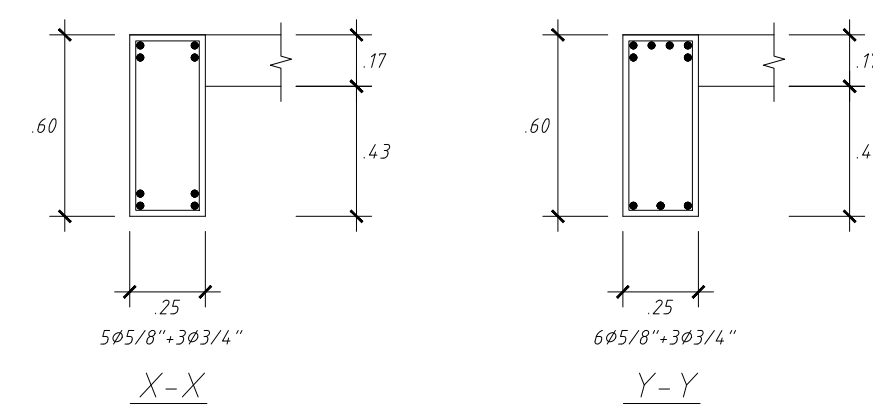
ESCALA: INDICADA

E-11

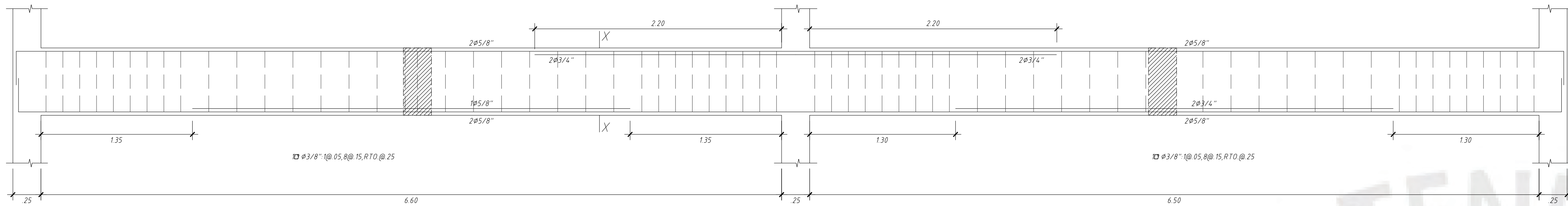
VIGAS DE AZOTEA



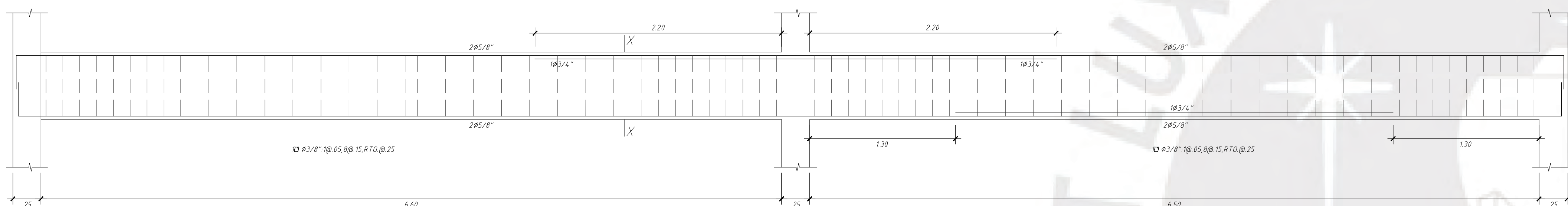
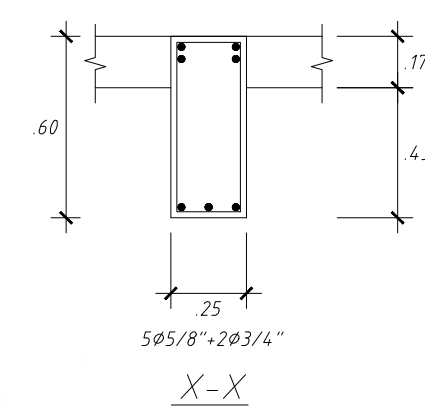
VT-01 (0.25x0.60) AZOTEA
1.25



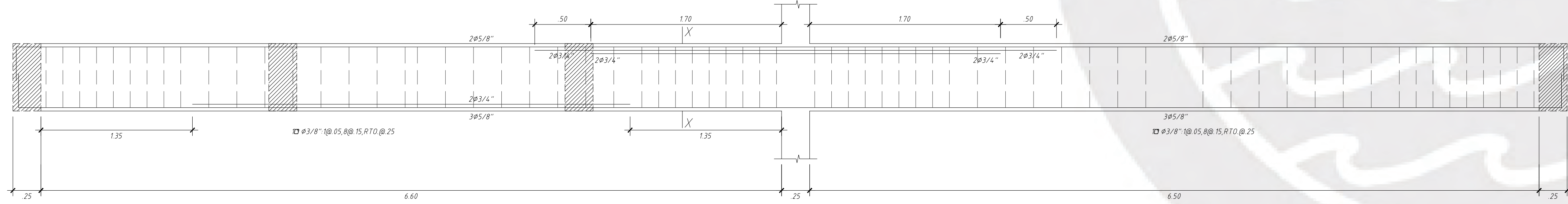
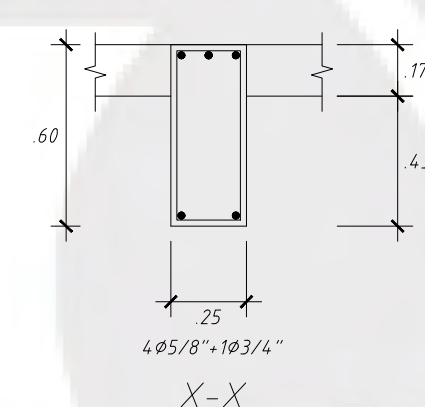
1.50



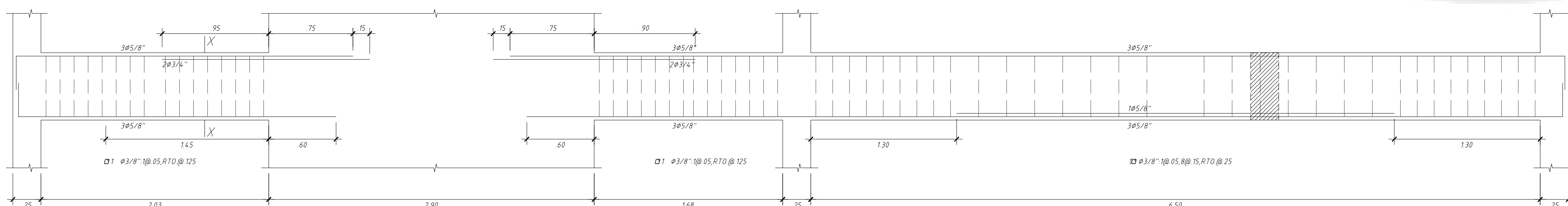
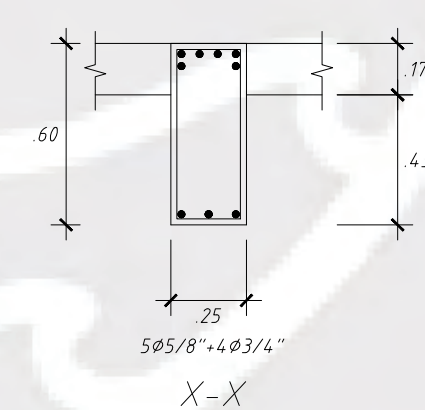
VT-02 (0.25x0.60) AZOTEA
1.25



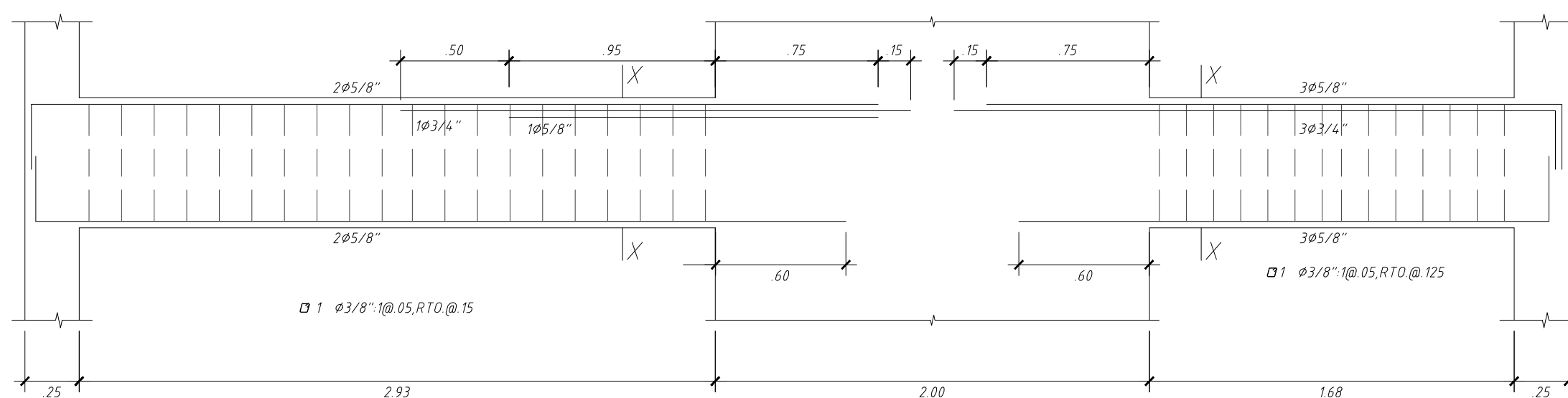
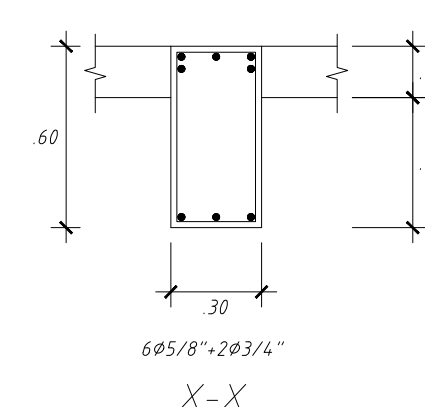
VT-03 (0.25x0.60) AZOTEA
1.25



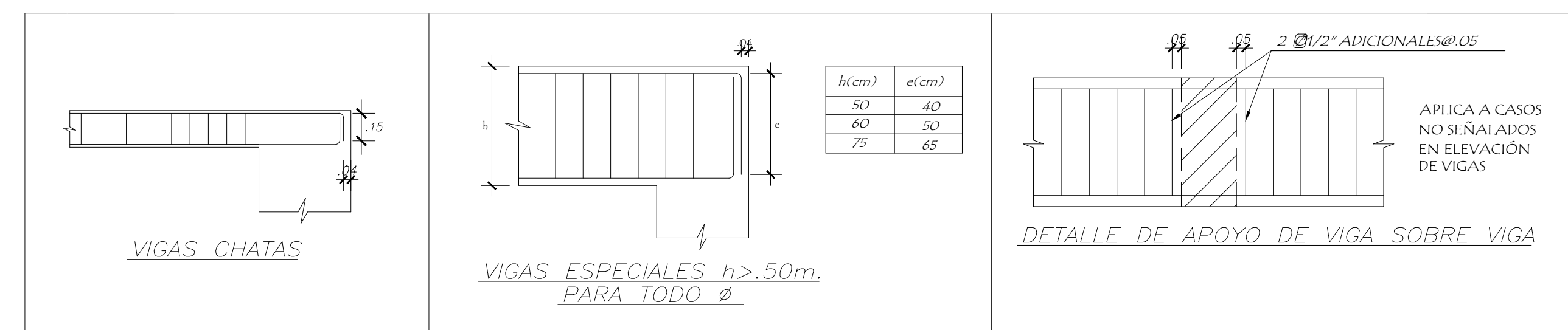
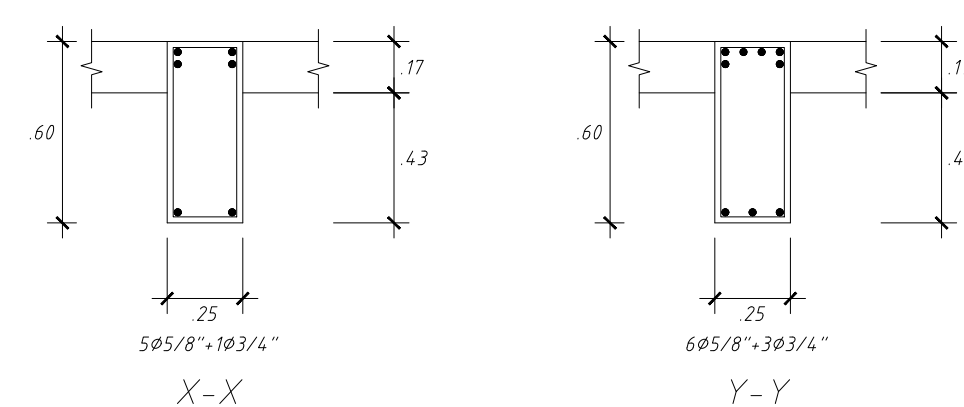
VT-04 (0.25x0.60) AZOTEA
1.25



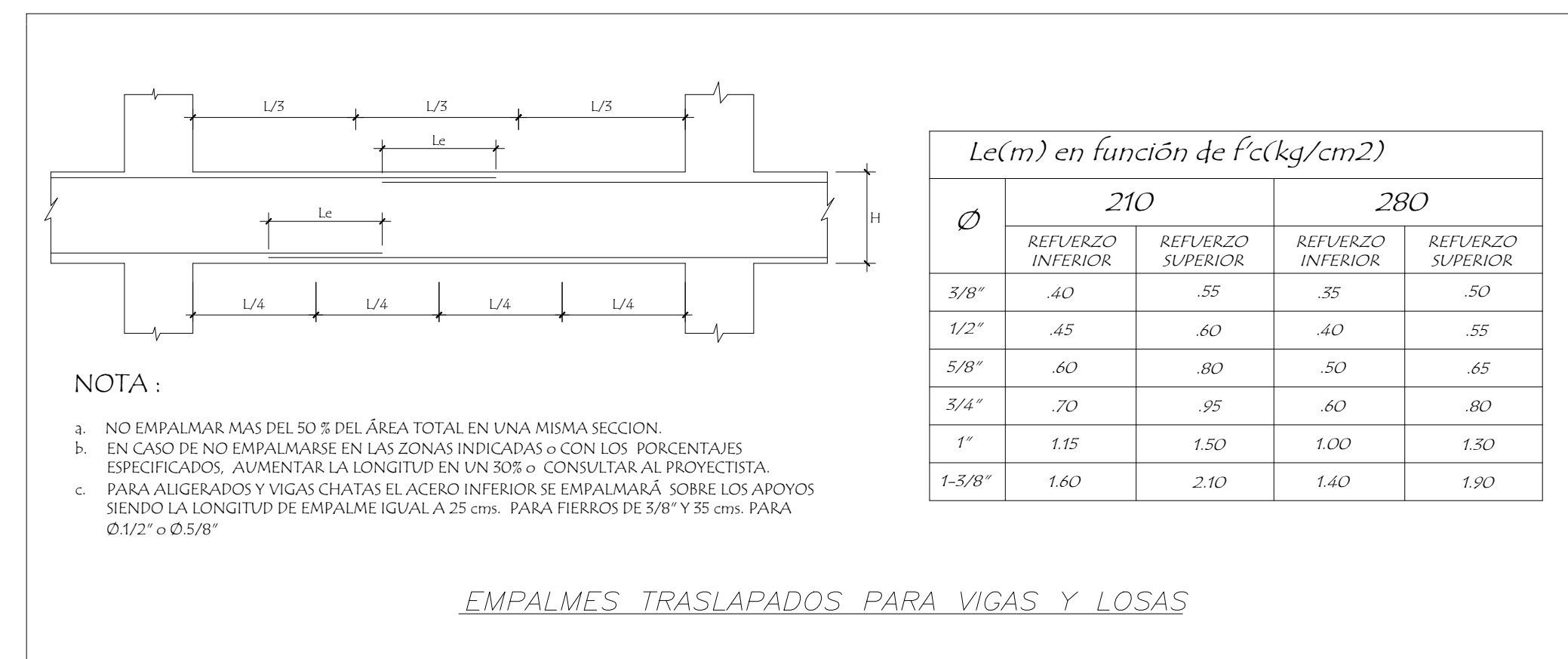
VT-05 (0.30x0.60) AZOTEA
1.25



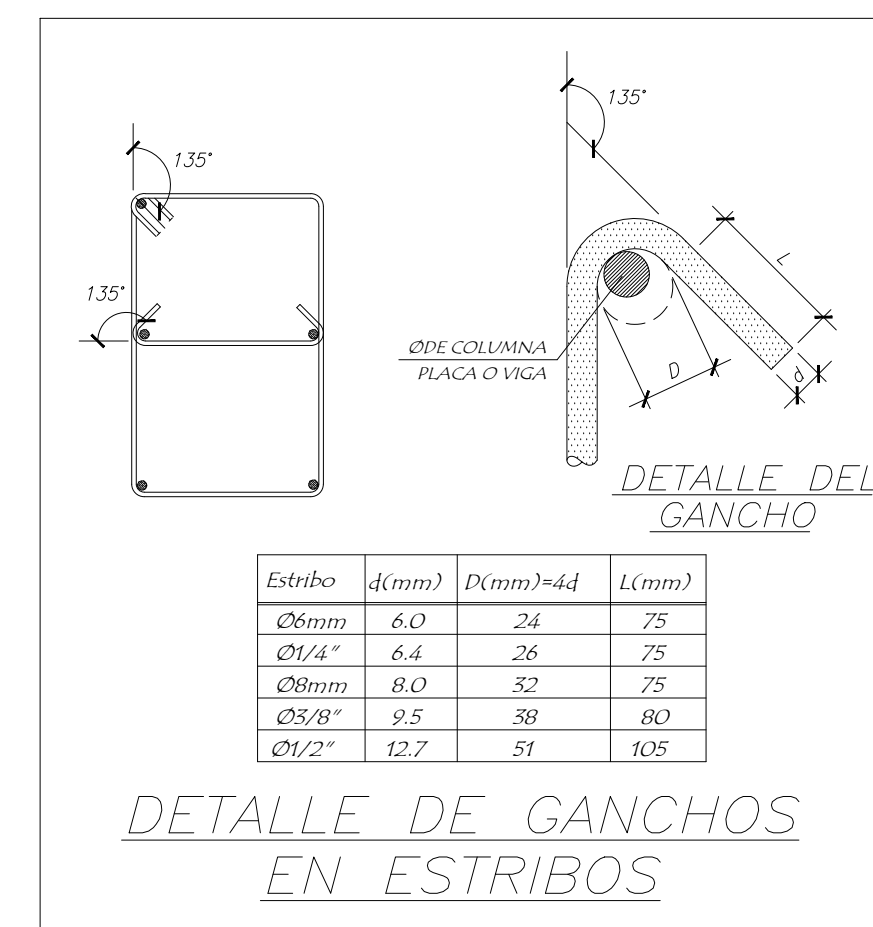
VT-06 (0.25x0.60) AZOTEA
1.25



1.50

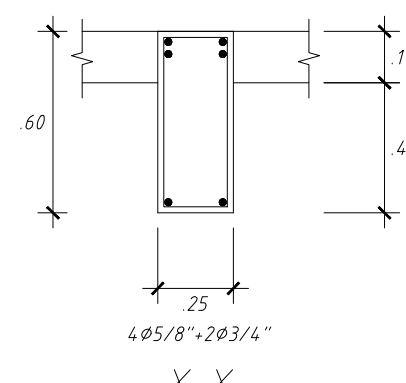
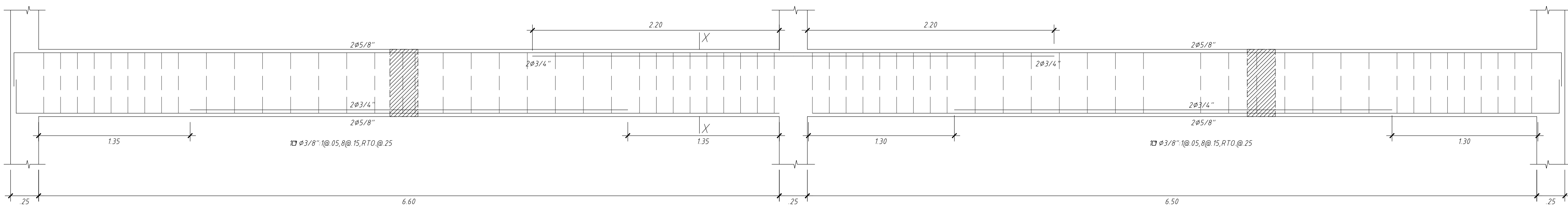


1.50

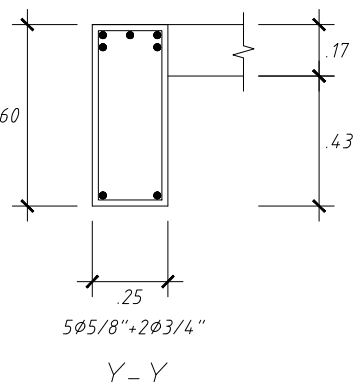
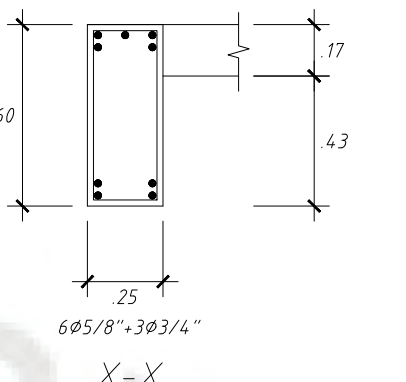
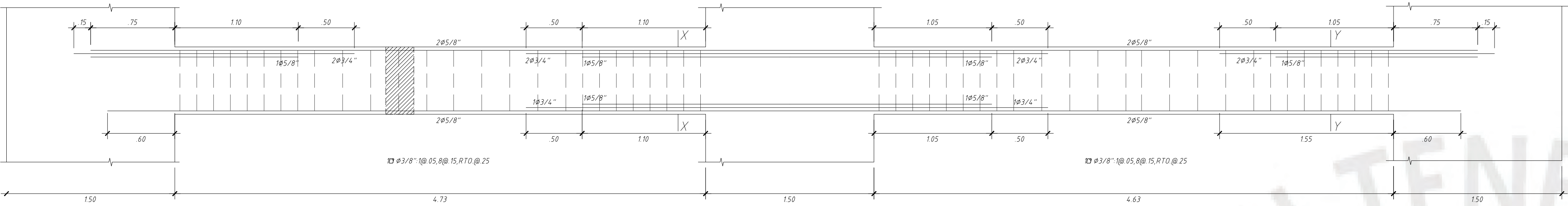


1.50

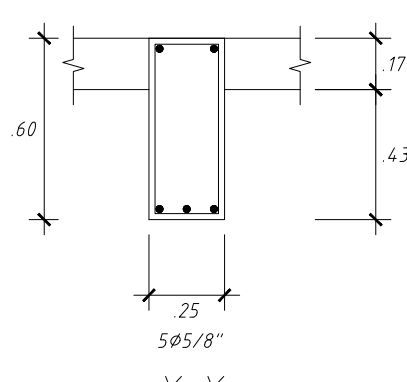
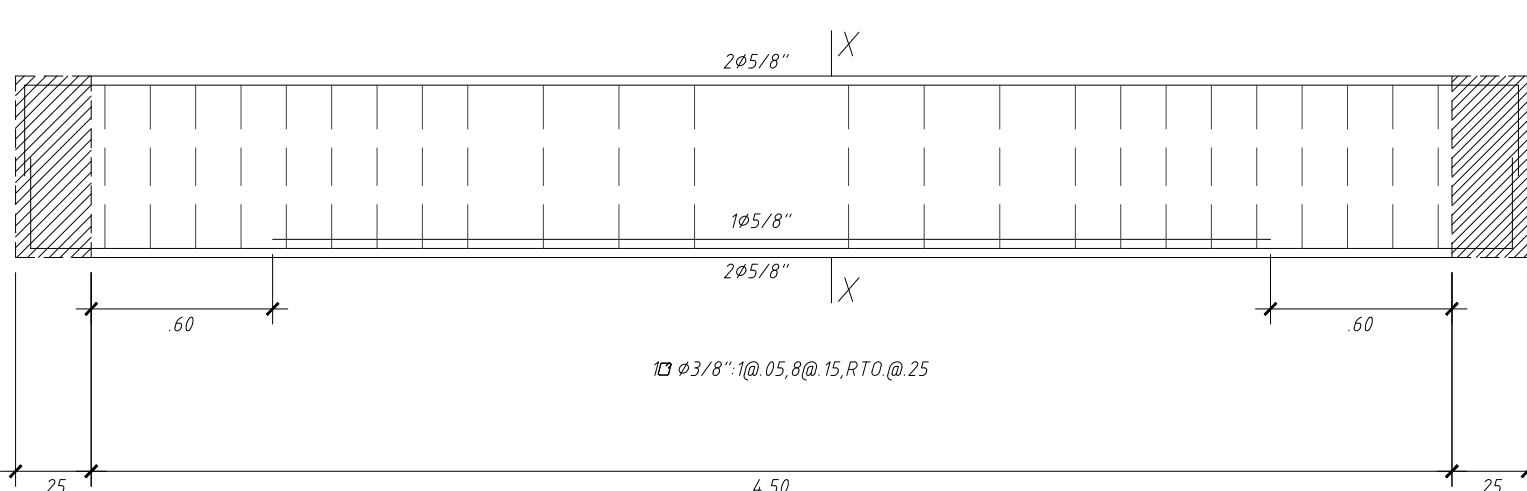
VIGAS DE AZOTEA



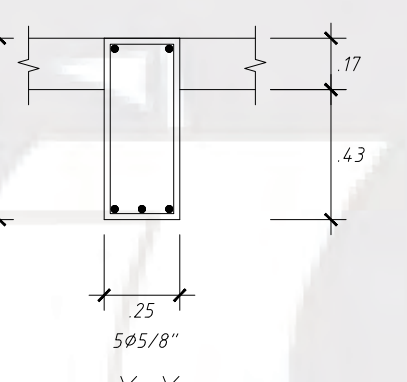
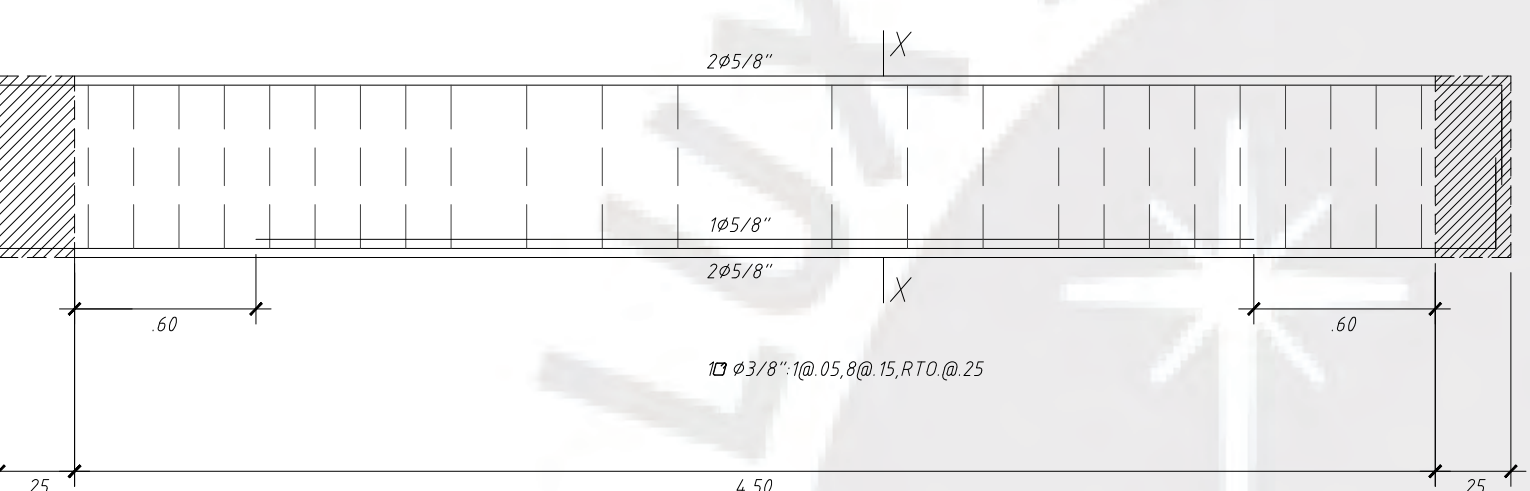
VT-07 (0.25x0.60) AZOTEA
1:25



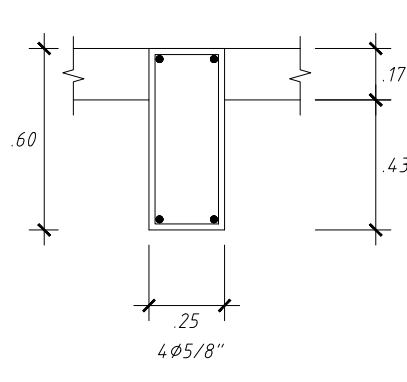
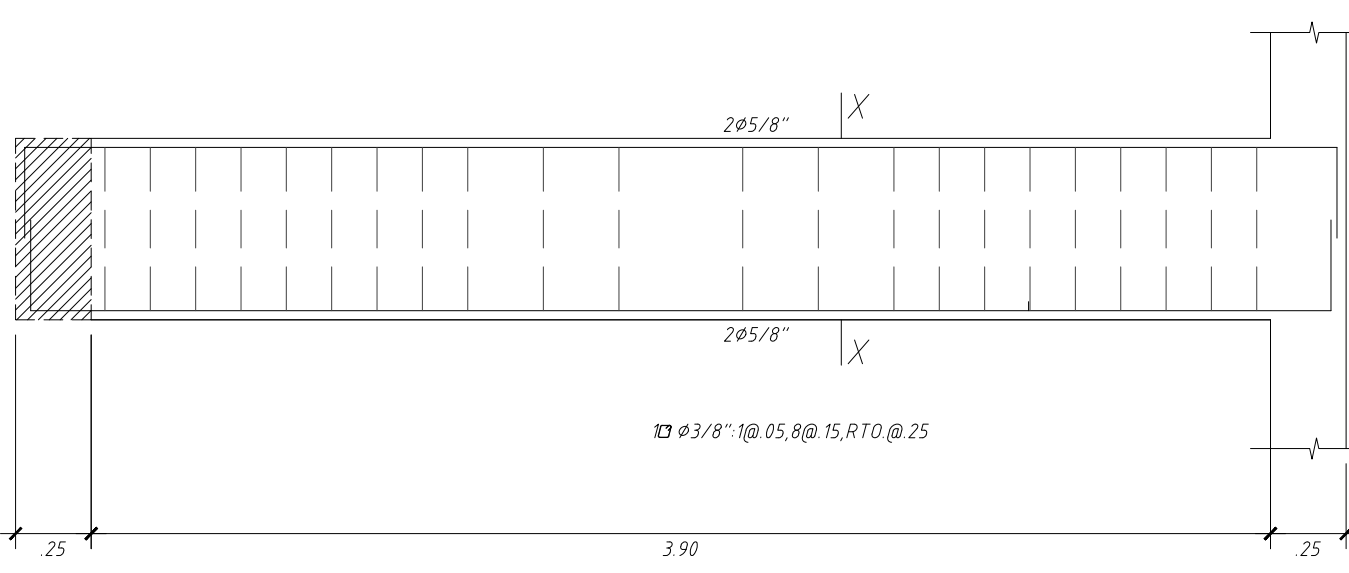
VT-08 (0.25x0.60) AZOTEA
1:25



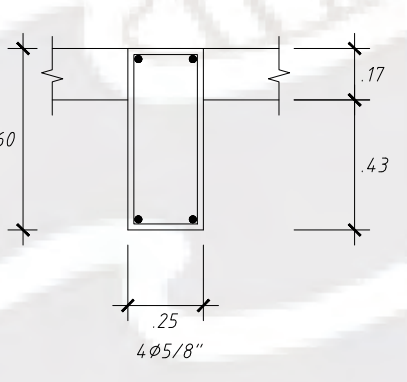
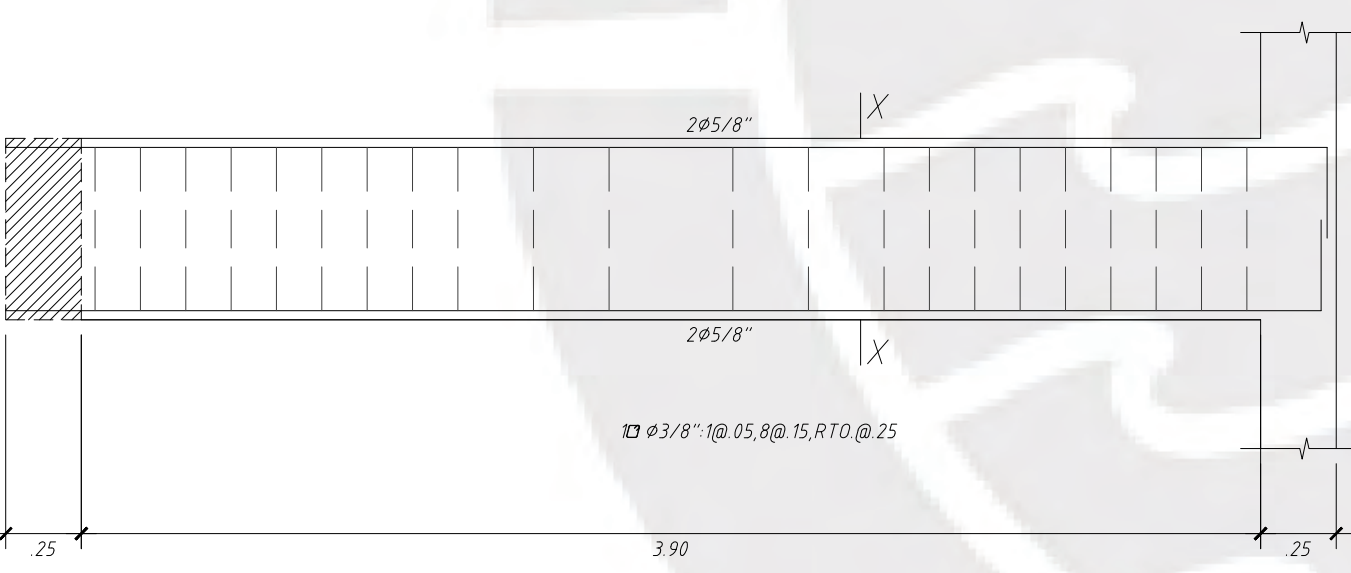
VT-12 (0.25x0.60) AZOTEA
1:25



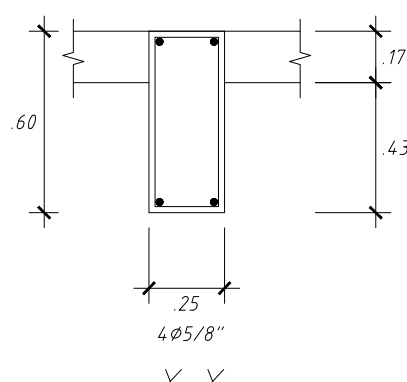
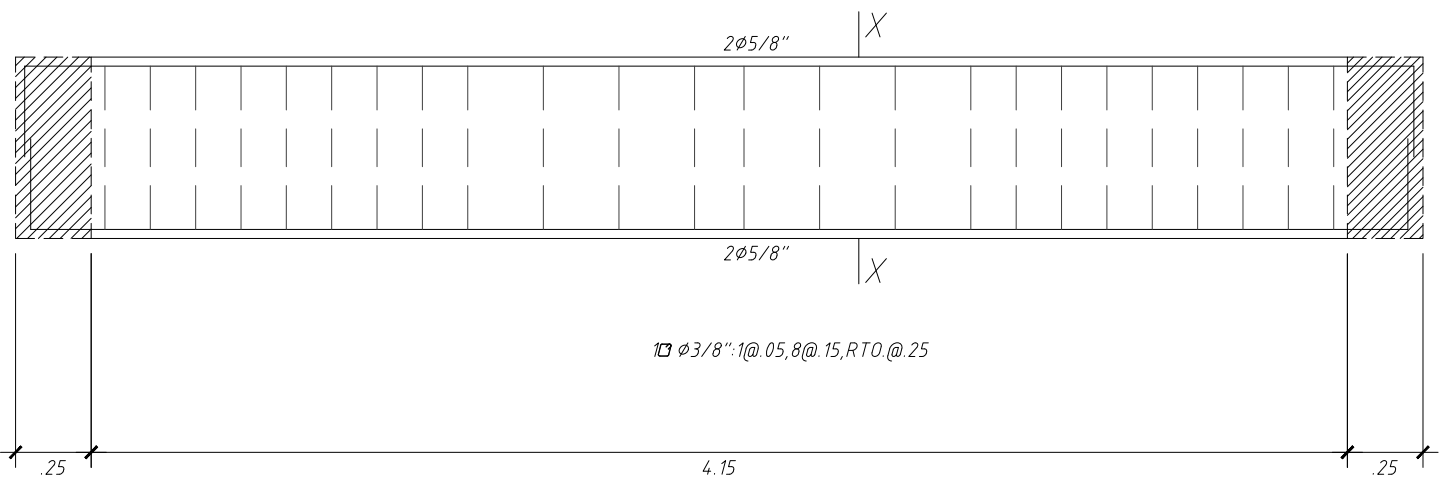
VT-13 (0.25x0.60) AZOTEA
1:25



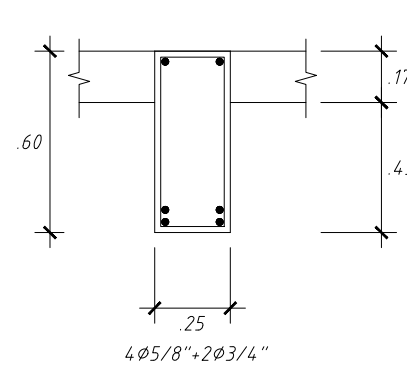
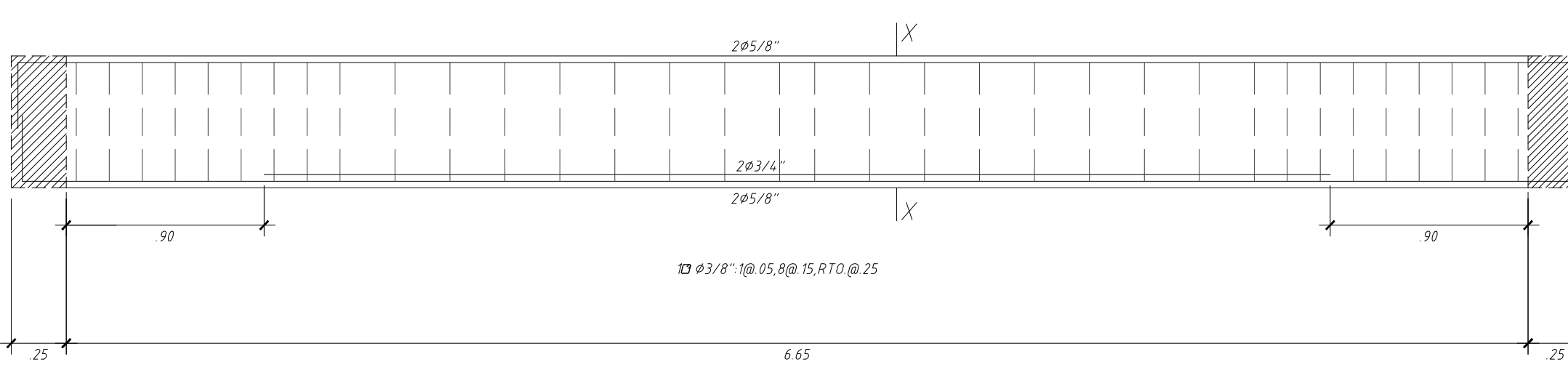
VT-14 (0.25x0.60) AZOTEA
1:25



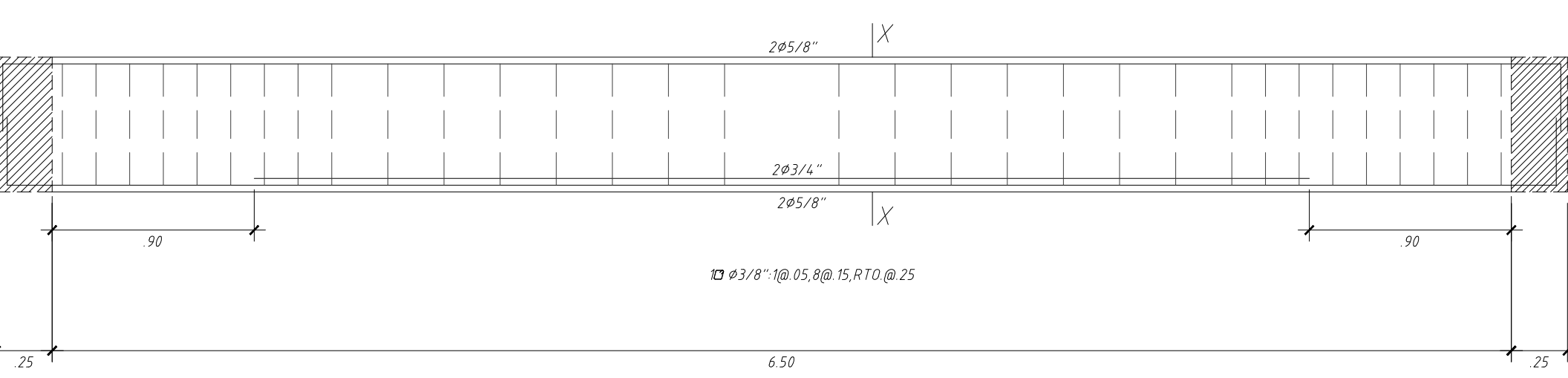
VT-15 (0.25x0.60) AZOTEA
1:25



VT-16 (0.25x0.60) AZOTEA
1:25



VT-17 (0.25x0.60) AZOTEA
1:25

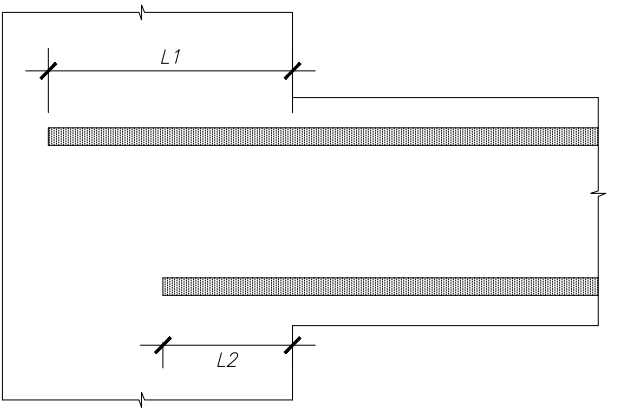


VT-18 (0.25x0.60) AZOTEA
1:25

ANCLAJE SIN GANCHO
VALORES MÍNIMOS

Ø	d (cm)	1/1 (cm) en función del	
		210	280
Ø5/8"	0.95	45	40
Ø1/2"	1.27	60	50
Ø3/8"	1.59	75	65
Ø5/4"	1.91	90	80
Ø1"	2.54	115	105

Ø	d (cm)	1/2 (cm) en función del	
		210	280
Ø5/8"	0.95	35	30
Ø1/2"	1.27	45	40
Ø3/8"	1.59	60	50
Ø5/4"	1.91	70	60
Ø1"	2.54	95	80

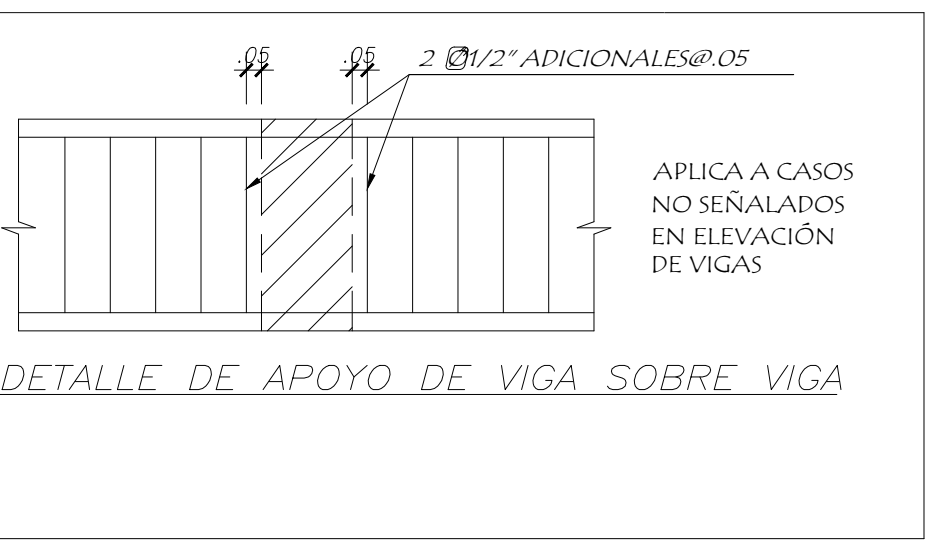
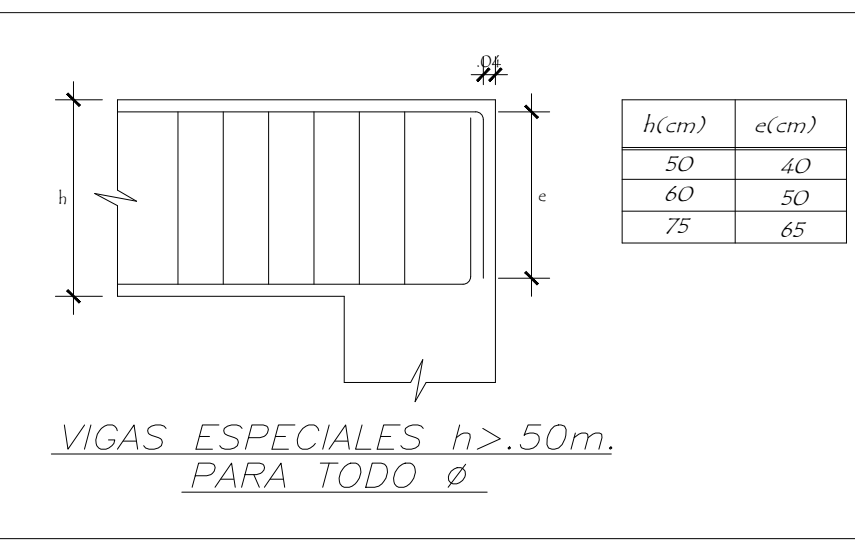
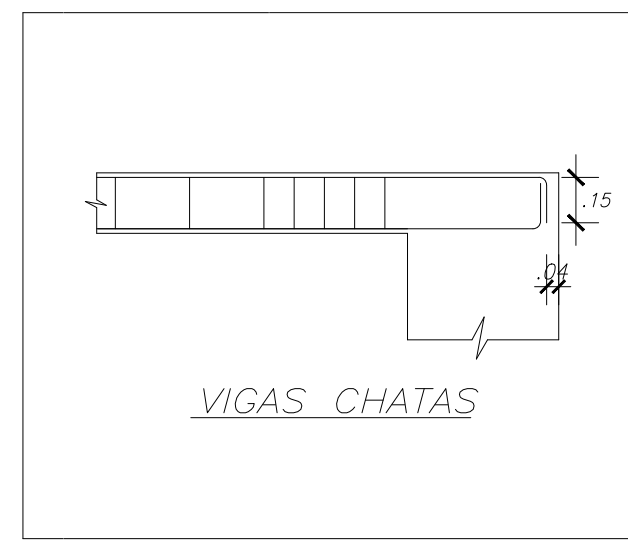
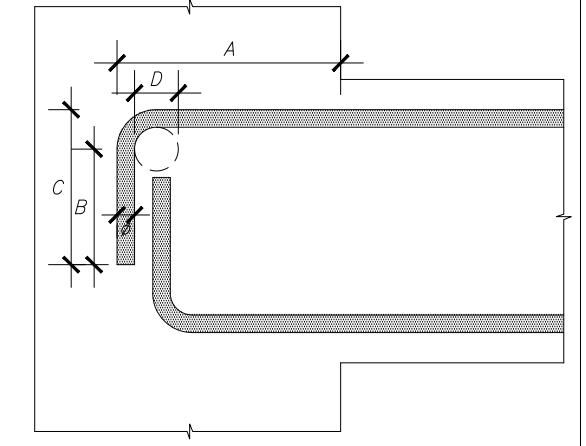


ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR
VALORES MÍNIMOS

Ø	d (cm)	A (cm) en función del		B (cm) = 2d	C (cm) = 12d + d/2
		210	280		
Ø5/8"	0.95	20	20	12	15
Ø1/2"	1.27	30	30	16	20
Ø3/8"	1.59	35	30	20	25
Ø5/4"	1.91	45	40	25	30
Ø1"	2.54	55	50	31	40

DIÁMETROS DE DOBLADO

Ø	Diámetro de flexión
Ø5/8"	0.95
Ø1/2"	1.27
Ø3/8"	1.59
Ø5/4"	1.91
Ø1"	2.54



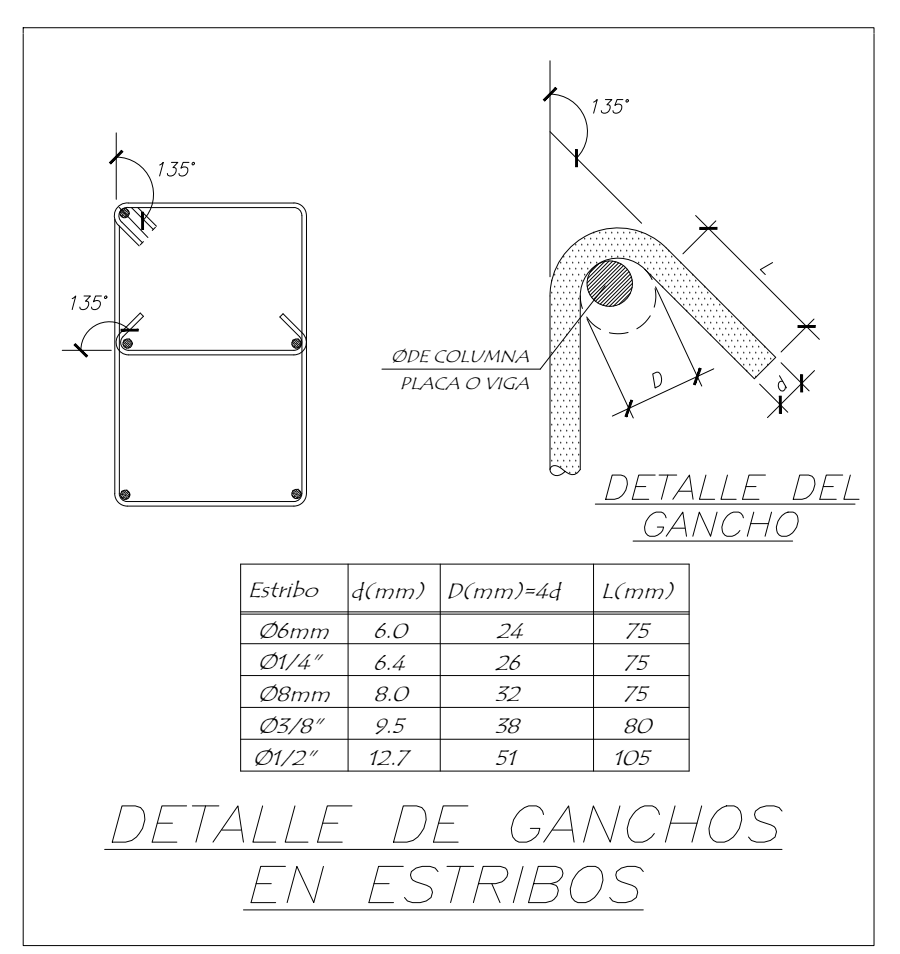
Le (m) en función de f'c (kg/cm²)

Ø	210		280	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
5/8"	.40	.55	.35	.50
1/2"	.45	.60	.40	.55
5/8"	.60	.80	.50	.65
3/4"	.70	.95	.60	.80
1"	1.15	1.50	1.00	1.30
1-5/8"	1.60	2.10	1.40	1.90

NOTA:

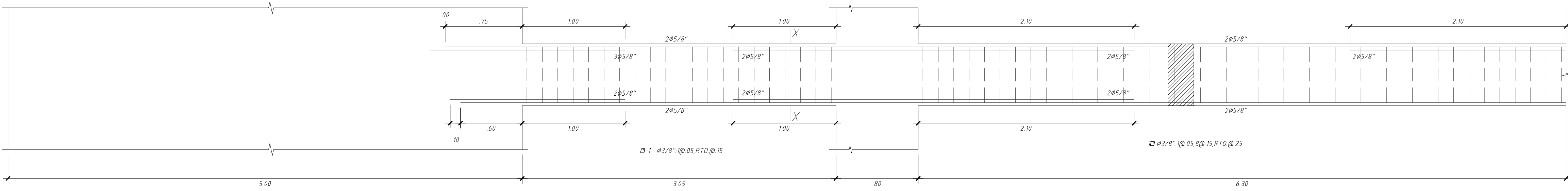
- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o con LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- PARA ANCLAJES Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR DE EMPALMADA DEBE PONERSE SOBRE LOS ARPOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 5/8" Y 3/4" cms. PARA 1/2" o 5/8"

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS Y LOSAS

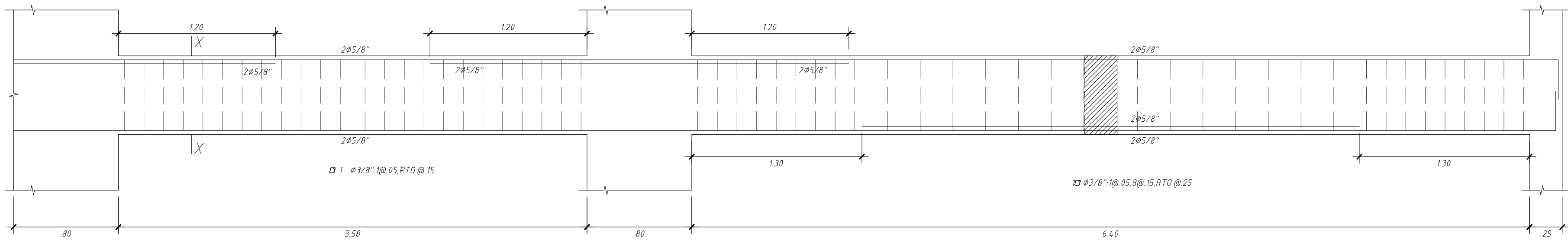


Estado	d (mm)	(N/mm) ² > d	L (mm)
Ø5mm	5.0	24	75
Ø6.3	6.3	26	75
Ø8mm	8.0	32	75
Ø9.8	9.8	38	80
Ø12.7	12.7	51	100

VIGAS DE AZOTEA

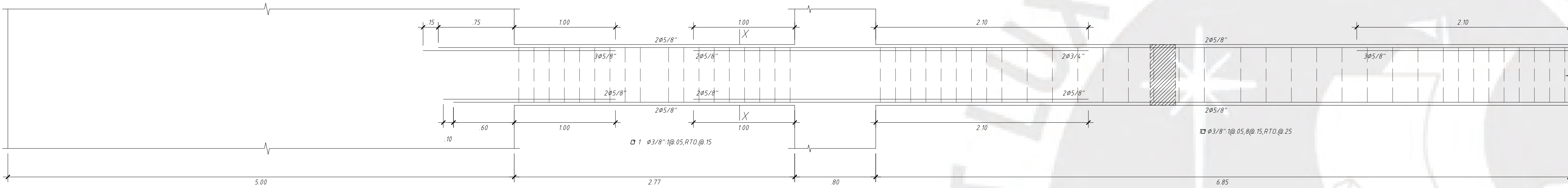


VER CONTINUACIÓN DE VIGA EN EL TRAMO SIGUIENTE

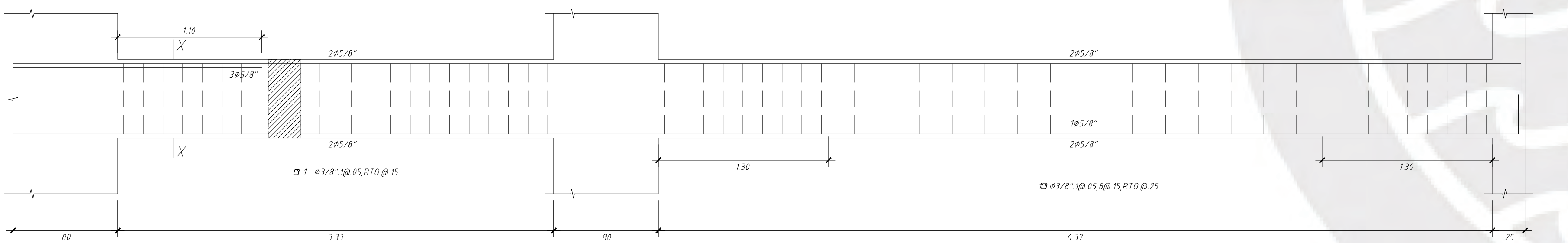


VT-09 (0.25x0.60) AZOTEA

1.25

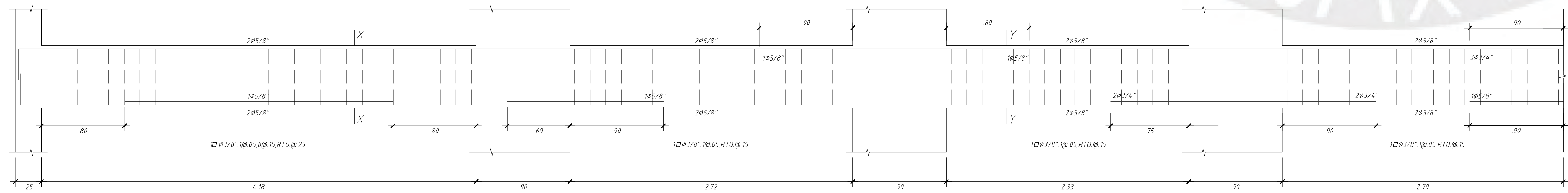


VER CONTINUACIÓN DE VIGA EN EL TRAMO SIGUIENTE

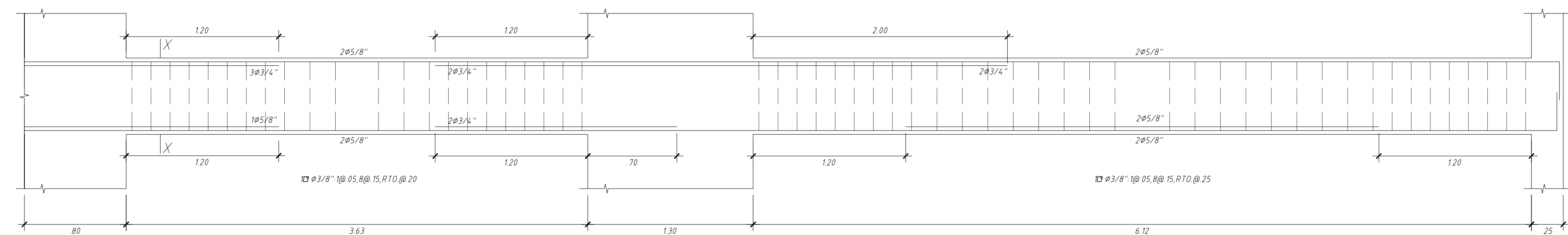


VT-10 (0.25x0.60) AZOTEA

1.25

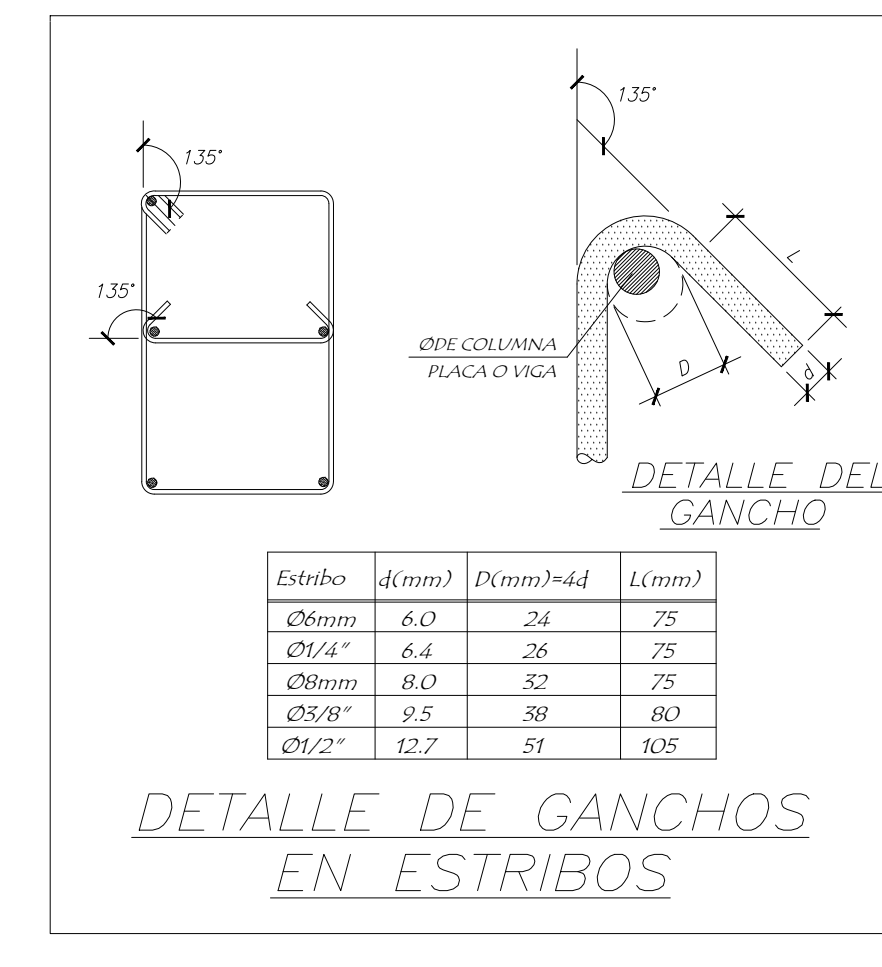
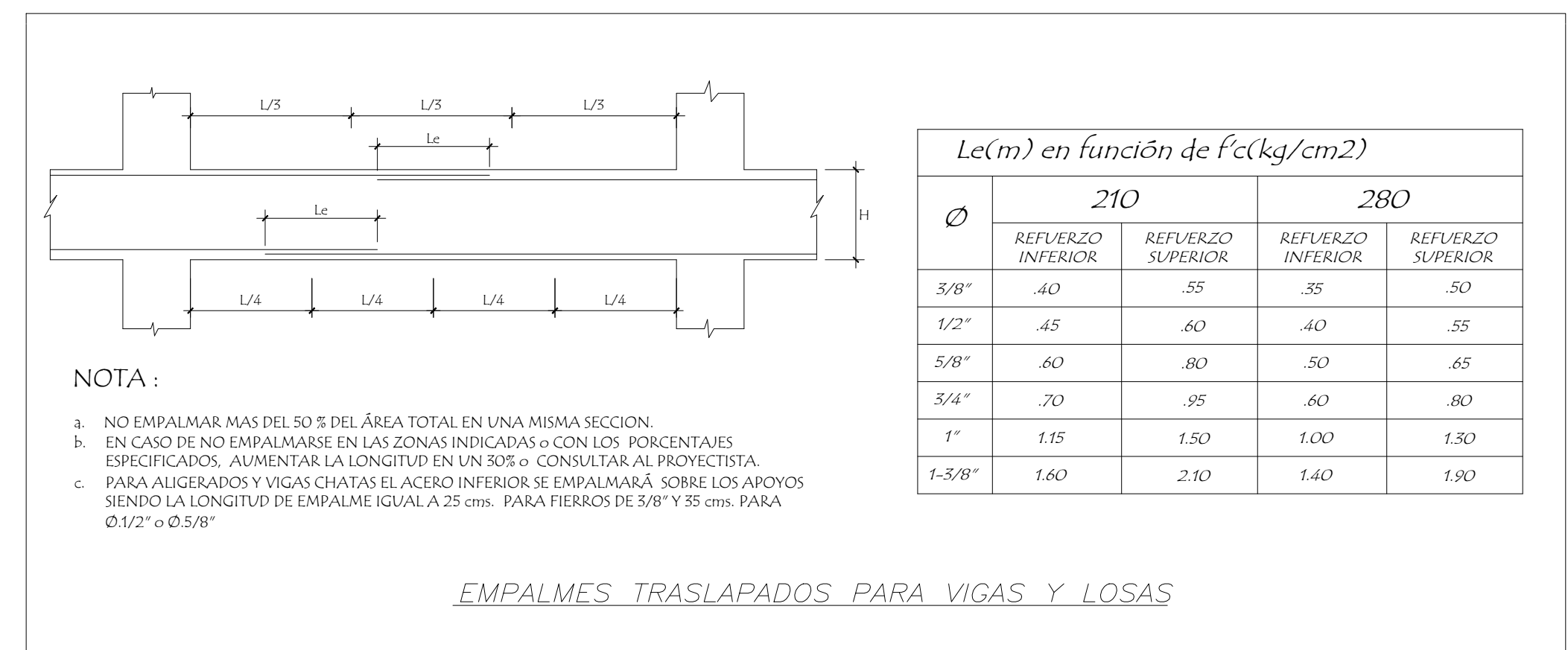
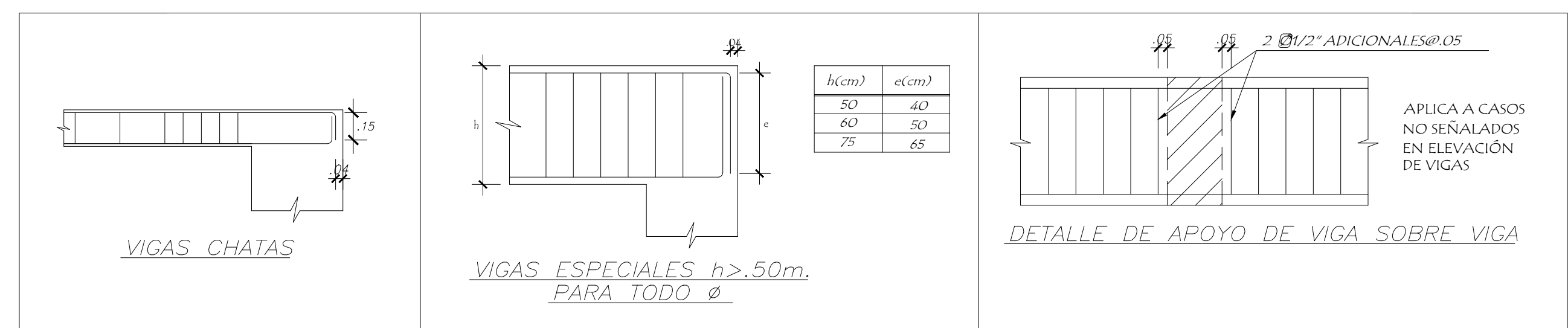
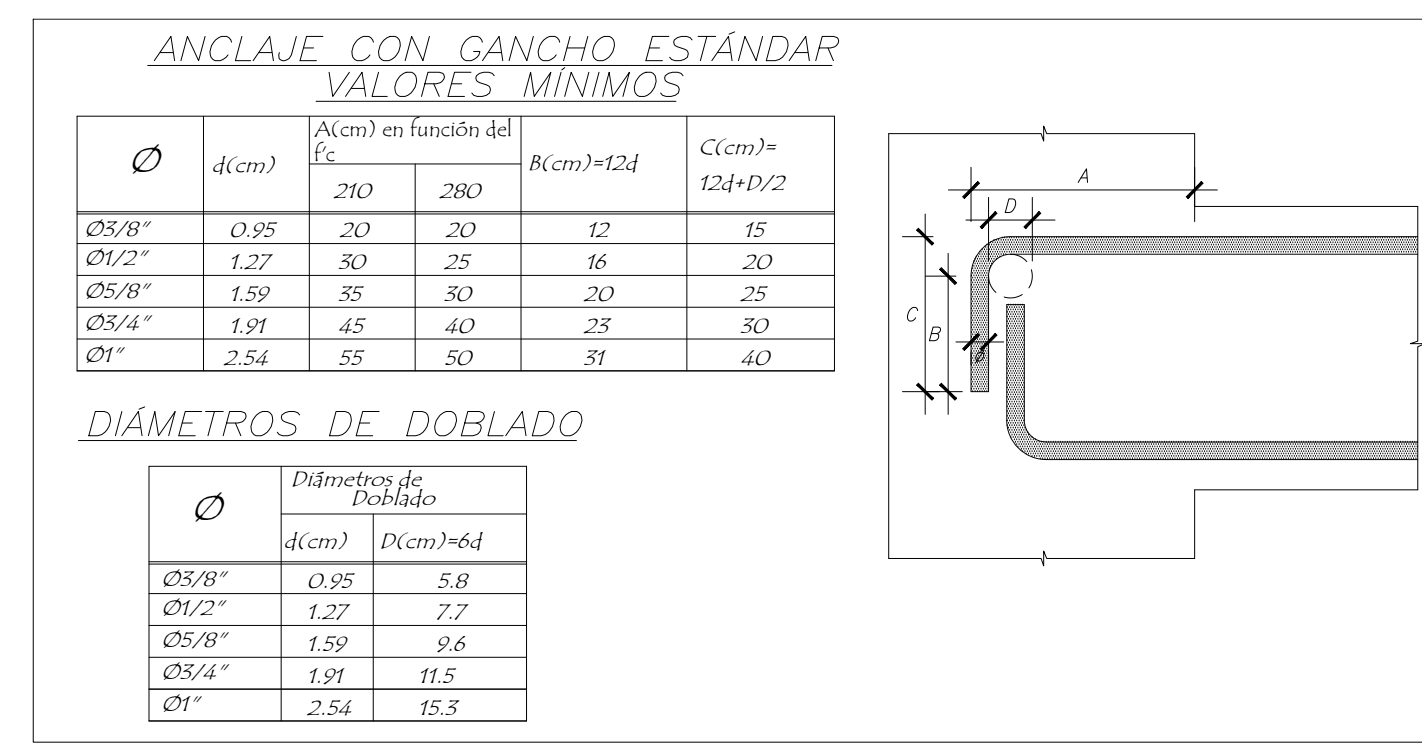
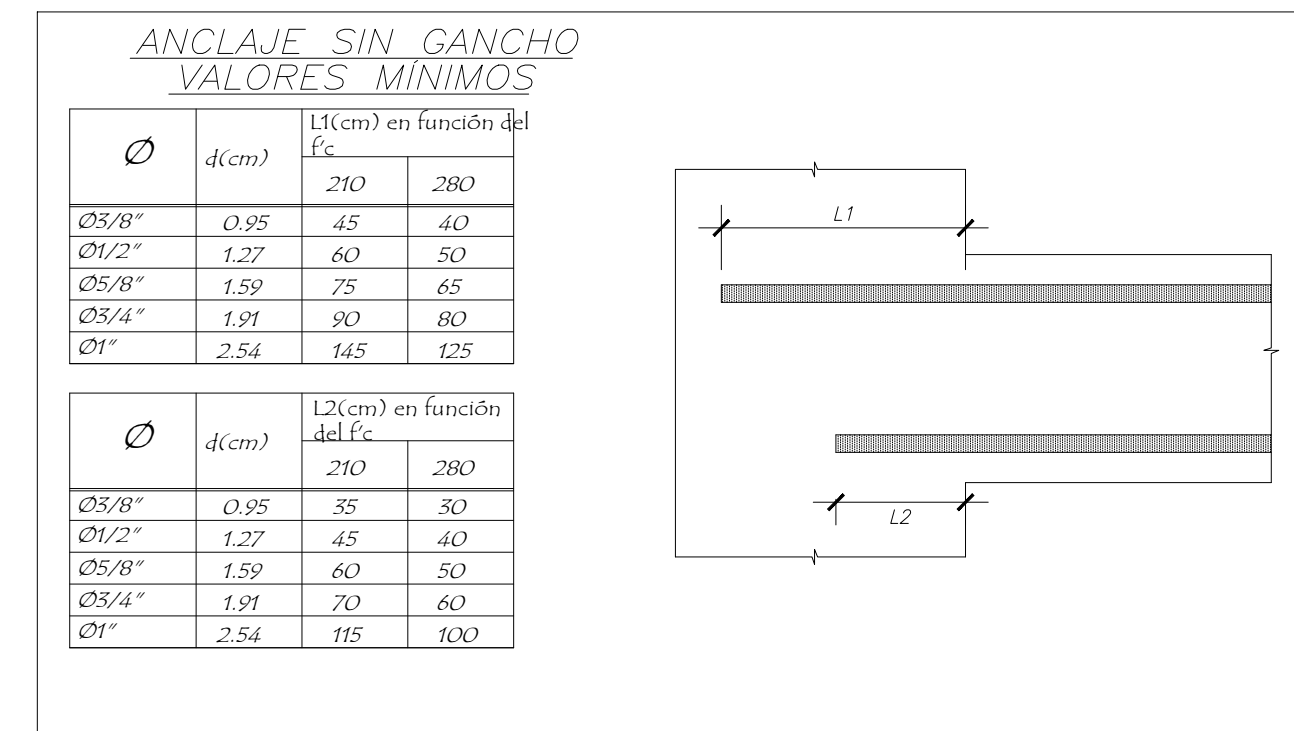


VER CONTINUACIÓN DE VIGA EN EL TRAMO SIGUIENTE



VT-11 (0.25x0.60) AZOTEA

1.25



"PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ"

PROYECTO: "EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR"

ALUMNO: "JOSHEP GERI ZANABRIA"

TÍTULO: "VIGAS DE AZOTEA"

UBICACIÓN: SURCO

FECHA: 21/05/25

INDICADA

E-14