

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN EL DISTRITO DE  
LINCE DESTINADO A VIVIENDAS**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

César Augusto Carrasco Boza

**ASESOR:**

Gian Franco Ottazzi Pasino

Lima, abril, 2024

## Informe de Similitud

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

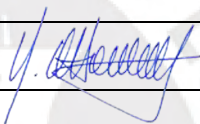
DISEÑO DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE DESTINADO A VIVIENDAS

del autor: César Augusto Carrasco Boza - Código: 20141046

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 12/09/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: ...Lima 06/04/2024

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

El reporte indica 22% de similitud, sin embargo se observa que las coincidencias detectadas se dan en series de cinco palabras, en títulos, subtítulos y nombres de las tablas y figuras.

## RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo el diseño estructural de una edificación de concreto armado de seis pisos. El edificio será destinado para el uso de viviendas, el cual se ubicará en el distrito de Lince, sobre un área de terreno de 519 m<sup>2</sup>. El primer piso será usado como estacionamientos y los pisos superiores como vivienda con 2 departamentos por piso.

El diseño del edificio se efectuará bajo un sistema de muros estructurales combinados con pórticos de concreto armado y el análisis se hará bajo lo estipulado en la Norma E.030. Las cargas con las que se diseñarán serán obtenidas de la Norma E.020, según los ambientes y usos a los que están destinados. Los materiales que se usarán para el diseño se encuentran normados en la Norma E.060; para este proyecto se usará un concreto con resistencia de 210 kg/cm<sup>2</sup> y acero de grado 60 A615 con una resistencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

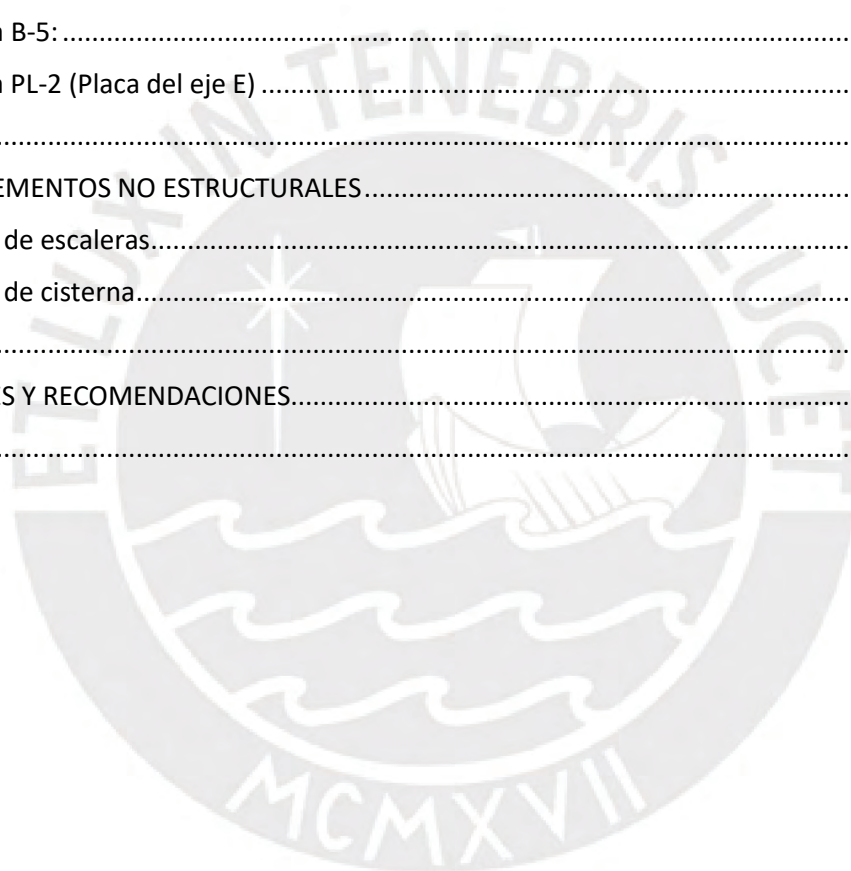
El análisis y diseño de los elementos estructurales (vigas, losas, zapatas, columnas y placas) por demandas sísmicas se realizarán haciendo uso del software ETABS y para el análisis por cargas de gravedad se usarán hojas de cálculo.

La profundidad de cimentación está ubicada a 1.5 m por debajo del primer nivel donde se encuentra un suelo con alta capacidad portante de 4 kg/cm<sup>2</sup> (grava de lima). Por ello, el tipo de cimentaciones serán superficiales: zapatas aisladas, conectadas y combinadas.

# ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I .....	8
GENERALIDADES .....	8
CAPÍTULO II .....	11
METOLOGÍA .....	11
CAPÍTULO III .....	14
ESTRUCTURACIÓN.....	14
CAPÍTULO IV .....	17
PREDIMENSIONAMIENTO .....	17
4.1. Predimensionamiento de losa aligerada .....	17
4.2. Predimensionamiento de losa maciza .....	17
4.3. Predimensionamiento de vigas.....	18
4.4. Predimensionamiento de vigas chatas .....	18
4.5. Predimensionamiento de columnas .....	18
4.6. Predimensionamiento de placas.....	19
CAPÍTULO V .....	20
ANÁLISIS SÍSMICO .....	20
5.1. Parámetros para el análisis sísmico .....	21
5.2. Masa sísmica y masa participativa .....	22
5.3. Análisis de irregularidades .....	24
5.4. Modos de vibración de la estructura .....	27
5.5. Cortante basal estático y dinámico.....	28
5.6. Amplificación de fuerzas sísmicas.....	30
5.7. Control de derivas de entrepiso.....	30
5.8. Desplazamientos máximos y junta sísmica.....	31
5.9. Centros de masa y centros de rigidez .....	31
CAPÍTULO VI .....	32
DISEÑO DE LOSAS.....	32
6.1. Diseño de losas aligeradas .....	32
6.2. Diseño de losa maciza .....	34
6.3. Diseño viga chata (VCH-2) Entre ejes D - E .....	35
CAPÍTULO VII .....	38
DISEÑO DE VIGAS.....	38
7.1. Viga VT-07 (25x55) – Eje 6 .....	39
7.3. Viga VT-03 (25x55) – Eje 3 .....	47

CAPÍTULO VIII .....	54
DISEÑO DE COLUMNAS.....	54
8.1. Columna C-04 (Ejes A-5): .....	54
8.2. Columna B-05 (Ejes B-5):.....	61
CAPÍTULO IX .....	68
DISEÑO DE PLACAS .....	68
9.1. Placa PL-1 (eje A).....	68
9.2. Placa PL-4 (eje 4).....	77
CAPÍTULO X .....	82
DISEÑO DE ZAPATAS .....	82
10.1. Zapata B-5: .....	82
10.2. Zapata PL-2 (Placa del eje E) .....	87
CAPÍTULO XI .....	93
DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	93
11.1 Diseño de escaleras.....	93
11.2 Diseño de cisterna.....	95
CAPÍTULO XII .....	98
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	98
BIBLIOGRAFÍA.....	99



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1. Arquitectura del primer piso .....	9
Figura 1-2. Arquitectura de la planta típica .....	10
Figura 5-1. Modelo de la planta típica del proyecto .....	20
Figura 5-2. Modelo tridimensional del proyecto .....	21
Figura 5-3. Espectro de diseño.....	29
Figura 6-1. Modelo de la vigueta .....	32
Figura 6-2. Momento flector en el aligerado (sin alternancia de S/C).....	33
Figura 6-4. Modelo de viga chata.....	35
Figura 6-5. Momento flector en la viga chata.....	35
Figura 6-6. Fuerza cortante en la viga chata .....	36
Figura 6-7. Plano de encofrado del piso típico .....	37
Figura 7-1. Ubicación de la viga VT-07 .....	39
Figura 7-3. Fuerza cortante debido a carga muerta en servicio .....	40
Figura 7-4. Momento flector debido a carga viva en servicio .....	40
Figura 7-5. Fuerza cortante debido a carga viva en servicio.....	40
Figura 7-6. Momento flector debido a sismo en dirección X.....	40
Figura 7-7. Fuerza cortante debido a sismo en dirección X.....	40
Figura 7-8. Momento flector debido a sismo en dirección Y.....	41
Figura 7-9. Fuerza cortante debido a sismo en dirección Y .....	41
Figura 7-10. Momento flector obtenido de la envolvente .....	41
Figura 7-12. Corte del tramo 1 de la viga VT-07. ....	43
Figura 7-13. Esquema del armado de la viga VT-07.....	46
Figura 7-14. Ubicación de la viga VT-03.....	47
Figura 7-15. Momento flector debido a carga muerta .....	47
Figura 7-16. Fuerza cortante debido a carga muerta .....	48
Figura 7-17. Momento flector debido a carga viva.....	48
Figura 7-18. Fuerza cortante debido a carga viva.....	48
Figura 7-19. Momento flector debido a carga de sismo en dirección X.....	48
Figura 7-20. Fuerza cortante debido a carga de sismo en dirección X .....	49
Figura 7-21. Momento flector debido a carga de sismo en dirección Y .....	49
Figura 7-22. Fuerza cortante debido a carga de sismo en dirección Y .....	49
Figura 7-23. Momento flector obtenido de la envolvente .....	49
Figura 7-24. Fuerza cortante obtenida de la envolvente.....	50
Figura 7-25 Esquema de armado de la viga VT-03.....	53
Figura 8-1. Ubicación de la columna entre los Ejes A y 5 .....	54
Figura 8-2. Fuerza axial por sismo en dirección X	Figura 8-3. Fuerza axial por sismo en
dirección Y.....	dirección Y.....
55	55
Figura 8-4. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección X.....	57
Figura 8-5. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección X. ....	57
Figura 8-6. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección Y.....	58
Figura 8-7. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección Y .....	59
Figura 8-8. Esquema de armado de la columna C-04 .....	61
Figura 8-9. Ubicación de la columna entre los Ejes B y 5.....	61
Figura 8-10. Fuerza axial por sismo en dirección X	Figura 8-11. Fuerza axial por sismo en
dirección Y.....	dirección Y.....
62	62

Figura 8-12. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección X.....	63
Figura 8-13. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección X .....	64
Figura 8-14. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección Y .....	65
Figura 8-15. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección Y .....	65
Figura 8-16. Esquema de armado de la columna C-03 .....	67
Figura 9-1. Ubicación de la placa en el eje A.....	68
Figura 9-2. Fuerza axial por sismo en dirección X                      Figura 9-3. Fuerza axial por sismo en dirección Y.....	69
Figura 9-4. Momento flector de la envolvente    Figura 9-5. Fuerza cortante de la envolvente.....	70
Figura 9-6. Esquema tentativo del primer armado para los diagramas de interacción .....	71
Figura 9-7. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección X.....	72
Figura 9-8. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección X .....	72
Figura 9-9. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección Y .....	73
Figura 9-10. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección Y .....	74
Figura 9-11. Esquema de armado de la placa PL-1 .....	76
Figura 9-12. Ubicación de la placa PL-4 .....	77
Figura 9-13. Fuerza axial por sismo en dirección X                      Figura 9-14. Fuerza axial por sismo en dirección Y.....	78
Figura 9-15. Momento flector de la envolvente    Figura 9-16. Fuerza cortante de la envolvente.....	78
Figura 9-17. Esquema tentativo del primer armado para los diagramas de interacción .....	79
Figura 9-18. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección X.....	80
Figura 9-19. Esquema de armado de la placa PL-4 .....	81
Figura 10-1. Ubicación de la zapata .....	82
Figura 10-2. Esquema de armado de la zapata.....	86
Figura 10-3. Ubicación de la zapata de la columna .....	87
Figura 10-4. Esquema de armado de la zapata.....	90
Figura 10-5. Modelo isostático para la viga de conexión.....	91
Figura 10-6. Esquema de armado de la viga de cimentación .....	92
Figura 11-1. Momentos flectores por cargas de gravedad.....	94
Figura 11-2. Esquema de armado de la escalera .....	94
Figura 11-3. Modelo estructural                      Figura 11-4. Solicitaciones por cargas últimas.....	96

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Cargas muertas de la edificación	Tabla 2-2. Cargas vivas de la edificación	11
Tabla 2-3. Factores de reducción de resistencia indicados en la Norma E.060		13
Tabla 4-1. Predimensionamiento de una columna interior		19
Tabla 5-1. Verificación del sistema estructural		22
Tabla 5-2. Peso sísmico por piso		23
Tabla 5-3. Peso por m <sup>2</sup> para el piso típico y azotea		23
Tabla 5-4. Masa participativa		23
Tabla 5-5. Comparación de rigidez lateral en X		24
Tabla 5-6. Comparación de rigidez lateral en Y		25
Tabla 5-7. Verificación de torsión X-X con excentricidad accidental		26
Tabla 5-8. Verificación de torsión Y-Y con excentricidad accidental		26
Tabla 5-9. Translación pura en X		27
Tabla 5-10. Translación pura en Y		27
Tabla 5-11. Cortante dinámico en X-X	Tabla 5-12. Cortante dinámico en Y-Y	29
Tabla 5-13. Cálculo de los factores de amplificación sísmica		30
Tabla 5-14. Desplazamientos y derivas máximas considerando excentricidades accidentales		30
Tabla 5-15. Métodos para determinar la junta sísmica		31
Tabla 5-16. Máximos desplazamientos del diafragma		31
Tabla 5-17. Centros de masa y rigidez		31
Tabla 6-1. Cuadro de cantidades máximas y mínimas de refuerzo para las diferentes solicitaciones		33
Tabla 6-2. Cuadro resumen de diseño para momentos positivos del tramo seleccionado		33
Tabla 6-3. Cuadro resumen de diseño para momentos negativos del tramo seleccionado		33
Figura 6-3. Fuerza cortante en el aligerado		34
Tabla 6-4. Cuadro de cantidades máximas y mínimas de refuerzo		35
Tabla 6-5. Cuadro resumen de diseño para momento positivo		36
Tabla 6-6. Cuadro resumen de diseño para momento positivo		36
Tabla 7-1. Metrado de cargas para la viga VT-07		39
Tabla 7-2. Cuadro de cantidades máximas y mínimas de refuerzo para la sección 25x55		41
Tabla 7-3. Análisis para el tramo 1		42
Tabla 7-4. Análisis para el tramo 2		42
Tabla 7-5. Análisis para el tramo 3		42
Tabla 7-6. Cálculo del Vuc para la viga VT-07		43
Tabla 7-7. Metrado de cargas para la viga VT-03		47
Tabla 7-8. Cuadro de cantidades máximas y mínimas de refuerzo para la sección 25x55		50
Tabla 7-9. Análisis para el tramo 1		50
Tabla 7-10. Análisis para el tramo 2		50
Tabla 7-11. Análisis para el tramo 3		50
Tabla 7-12. Cálculo del Vuc para la viga VT-07		51
Tabla 8-1. Metrado manual de la columna C-04		55
Tabla 8-2. Datos de armado de la columna C-04		56
Tabla 8-3. Combinaciones de carga para sismo en dirección X		56
Tabla 8-4. Combinaciones de carga para sismo en dirección Y		58
Tabla 8-5. Criterios para la longitud de confinamiento en la columna		60
Tabla 8-6. Criterios para el espaciamiento de estribos en la columna		60
Tabla 8-7. Metrado de la columna C-01		62

Tabla 8-8. Datos de armado de la columna C-03 .....	62
Tabla 8-9. Combinaciones de carga para sismo en dirección X .....	63
Tabla 8-10. Combinaciones de carga para sismo en dirección Y .....	64
Tabla 8-11. Criterios para la longitud de confinamiento en la columna.....	67
Tabla 8-12. Criterios para el espaciamiento de estribos de la columna .....	67
Tabla 9-1. Metrado manual de la placa PL-1 .....	69
Tabla 9-2. Combinaciones de carga para sismo en dirección X .....	71
Tabla 9-3. Combinaciones de carga para sismo en dirección Y .....	73
Tabla 9-4. Criterios para determinar el estribaje en los núcleos .....	74
Tabla 9-5. Datos para diseñar por corte .....	75
Tabla 9-6. Metrado de la placa PL-4 .....	77
Tabla 9-7. Combinaciones de carga para sismo en dirección X .....	79
Tabla 9-8. Datos para diseñar por corte .....	80
Tabla 10-1. Metrado de cargas para la zapata.....	83
Tabla 10-2. Cargas de sismo sobre la zapata .....	83
Tabla 10-3. Verificación de los esfuerzos últimos.....	84
Tabla 10-4. Esfuerzo de diseño .....	84
Tabla 10-5. Diseño por flexión de la zapata.....	86
Tabla 10-6. Metrado de cargas sobre la zapata .....	87
Tabla 10-7. Cargas de sismo sobre la zapata .....	88
Tabla 10-8. Verificación de esfuerzos de gravedad últimos .....	88
Tabla 10-9. Esfuerzo de diseño .....	88
Tabla 10-10. Esfuerzo de diseño .....	88
Tabla 10-11. Diseño por flexión de la zapata.....	90
Tabla 10-12. Datos para el diseño de la viga de cimentación.....	91
Tabla 10-13. Diseño de la viga de cimentación.....	91
Tabla 11-1. Parámetros para el diseño de la cisterna.....	95
Tabla 11-2. Diseño del muro por flexión.....	96
Tabla 11-3. Diseño la tapa de la cisterna por flexión.....	97

## **CAPÍTULO I**

### **GENERALIDADES**

La composición del edificio es la siguiente: el primer piso está destinado para estacionamientos, con un total de 16 estacionamientos. Los pisos superiores típicos cuentan con dos departamentos por piso y la azotea es de uso común, donde solo se encuentra el cuarto de máquinas y el techo de la escalera. Para acceder a los pisos superiores se cuenta con un ascensor (con capacidad para seis personas) y una escalera.

En el primer piso se encuentra la planta de ingreso, nivel en el cual se ubican los estacionamientos, ingresos y hall. Se tiene un total de tres entradas: dos destinadas para ingreso vehicular (aledañas a la edificación) y una peatonal.

La planta típica (2do. al 6to. nivel), cuenta con dos departamentos de 168 m<sup>2</sup> cada uno. El acceso a la azotea será únicamente por medio de la escalera.

A continuación, se presentarán los planos de arquitectura del edificio. En la fig. 1-1 se muestra la planta del primer piso, donde se señala las entradas para vehículos y el acceso peatonal. También se muestra la distribución de los estacionamientos. En la fig. 1-2 se muestra la planta típica de los pisos superiores con las distribuciones de los ambientes en cada departamento.

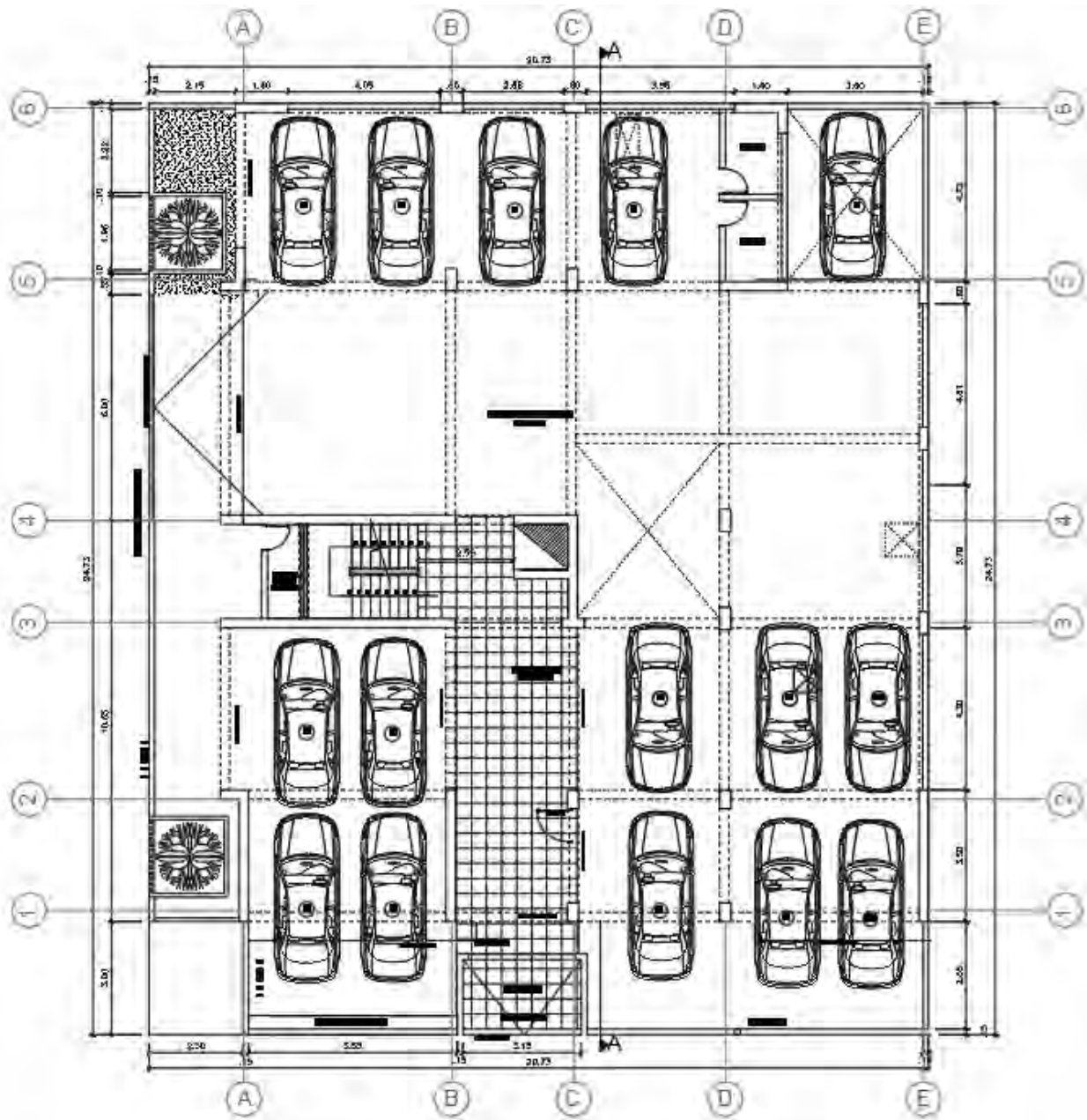


Figura 1-1. Arquitectura del primer piso

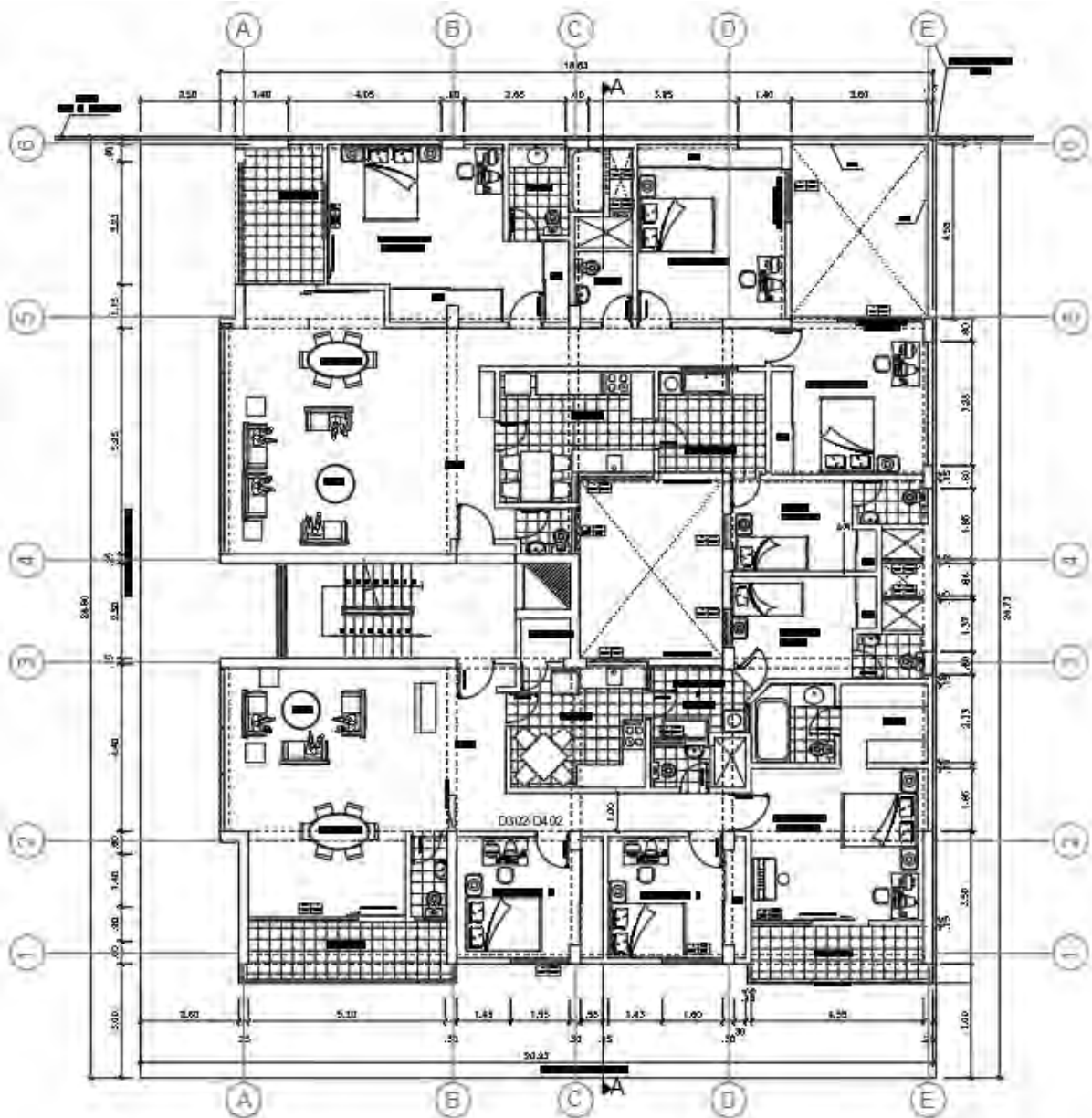


Figura 1-2. Arquitectura de la planta típica

## CAPÍTULO II

### METOLOGÍA

Para el análisis y diseño estructural del edificio se deben seguir las normas estipuladas por el Reglamento Nacional de Edificaciones en sus distintos capítulos, estas son:

Norma E.020 Cargas

Norma E.030 Diseño sismorresistente

Norma E.060 Concreto armado

#### Norma E.020

En esta norma se encuentran las disposiciones concernientes a las cargas muertas y las sobrecargas de diseño, según el tipo de ambiente y el uso que se le dará. Las cargas muertas son cargas permanentes relacionadas con los pesos propios de los elementos estructurales y acabados y, por su parte, las cargas vivas son cargas variables provenientes del mobiliario, equipamiento y ocupantes de la edificación. En los capítulos de diseño se mostrarán los análisis de cargas por gravedad para cada elemento estructural. Las cargas muertas que se usarán para este proyecto se muestran en la tabla 2-1 y las cargas vivas en la tabla 2-2.

CARGA MUERTA (CM)	
Material/Elemento	Peso
Concreto	2400 kg/m <sup>3</sup>
Tabiquería hueca	1400 kg/m <sup>3</sup>
Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>
Losa aligerada (h=20)	300 kg/m <sup>2</sup>

Tabla 2-1. Cargas muertas de la edificación

CARGA VIVA (CV)	
Ambiente	Peso
Uso de vivienda	200 kg/m <sup>2</sup>
Azotea	100 kg/m <sup>2</sup>
Corredores y escaleras	200 kg/m <sup>2</sup>

Tabla 2-2. Cargas vivas de la edificación

### Norma E.030

En esta norma se encuentran los parámetros de análisis y requerimientos mínimos con los que se deben diseñar el edificio para que este pueda tener un adecuado comportamiento ante sollicitaciones sísmicas. Para el análisis de la edificación se seguirán dos tipos de análisis requeridos en esta norma: análisis estático y análisis dinámico. Para el análisis estático se distribuirá la fuerza sísmica en toda la altura del edificio y para el análisis dinámico se usará el criterio de superposición modal espectral de los diferentes modos de vibración del edificio.

### Norma E.060

Esta norma define la metodología de diseño, factores de reducción de resistencia, las combinaciones de cargas para las diferentes sollicitaciones y características de los materiales que se usarán.

La metodología de diseño que se adoptará para este proyecto es el de Diseño por Resistencia. Esta metodología consiste en aplicar un factor de reducción ( $\phi$ ) a la resistencia nominal instalada ( $R_n$ ) en el elemento estructural que se esté diseñando.  $R_n$  debe ser mayor o igual que la resistencia última requerida ( $R_u$ ) del elemento. Se puede expresar de la siguiente forma:

$$\phi R_n \geq C_1 * S_1 + C_2 * S_2 + C_2 * S_3 + \dots + C_n * S_n$$

Donde,

$C_1, C_2, C_3 \dots C_n$  = Factores de amplificación de cargas

$S_1, S_2; S_2 \dots S_n$  = Cargas de servicio

Los factores de reducción de resistencia tienen la finalidad de cubrir la variabilidad de los materiales, la incertidumbre de los modelos mecánicos asumidos, el tipo de falla, entre otras.

En la tabla 2-3 se presentan los factores que se usarán para el análisis de los distintos elementos.

Solicitación	Factores de reducción de resistencia
Flexión	0.90
Tracción y tracción+flexión	0.90
Cortante	0.85
Compresión y flexocompresión	Elementos con espirales 0.75
	Elementos con estribos 0.70

Tabla 2-3. Factores de reducción de resistencia indicados en la Norma E.060

Los factores de carga que establece la Norma E.060 tienen como finalidad amplificar las cargas de servicio hasta una condición última. Esta condición última tiene una baja probabilidad de excedencia durante la vida útil de la estructura. Las cargas que se usarán para las diferentes combinaciones son carga muerta (CM), carga viva (CV) y cargas por sismo (CS). Las combinaciones que se usarán para este proyecto son las siguientes:

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U3 = 0.9 CM \pm CS$$

Para el concreto, se adoptará el modelo del bloque de compresiones dado por la Norma E.060. Además, al agrietarse el concreto, para los cálculos de resistencias nominales debido a fuerzas de tracción, solo se considerará el aporte dado por el acero, ya que el concreto en tracción deja de aportar resistencia. Por último, la resistencia mínima del concreto ( $f'_c$ ) que se usará es de 210 kg/cm<sup>2</sup> y la expresión para calcular el módulo de elasticidad es la siguiente:

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c}$$

En el caso del acero, la norma busca que el tipo de falla que se tenga en la estructura sea dúctil, por ello se usará acero ASTM 615 grado 60. Se considerará un modelo elastoplástico perfecto con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup> y módulo de elasticidad de  $2 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>. Debido a que las barras de acero son corrugadas, no se consideran pérdidas por transferencia de esfuerzos en la interfaz acero/concreto.

## CAPÍTULO III

### ESTRUCTURACIÓN

El proceso de estructuración consiste en ubicar y dimensionar los elementos estructurales de forma tal que permita a la estructura soportar las diferentes solicitaciones y cumplir con los desplazamientos máximos regidos por las normas técnicas. Al estructurar se debe compatibilizar con el plano de arquitectura para evitar hacer modificaciones arquitectónicas importantes al proyecto. Para estructuras ubicadas en zonas con alto riesgo sísmico es necesario tomar algunas consideraciones especiales al estructurar para conseguir un comportamiento sismorresistente satisfactorio. El ingeniero Antonio Blanco da algunas recomendaciones en su libro: *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*:

En primer lugar, simplicidad y simetría. La experiencia durante diferentes eventos sísmicos demuestra que las estructuras simples tienen mejores respuestas que las estructuras complejas. Esto se debe a que, al idealizar una estructura simple y realizar los cálculos, los resultados pueden reflejarse de mejor forma en la realidad, mientras que para las estructuras complejas existe incertidumbre, lo cual podría generar problemas cuando se vea sometida a un sismo. La simetría de la estructura permite que los centros de masas y rigideces tengan una mayor coincidencia, evitando así las indeseables torsiones. El presente proyecto se ha estructurado con una adecuada simplicidad y simetría, a pesar de ser un edificio ubicado en esquina, para evitar las torsiones en planta que podrían generarse debido a su ubicación.

En segundo lugar, tener resistencia y ductilidad. Estos dos conceptos tienen una relación importante porque permiten a la estructura tener un correcto desempeño frente a los sismos. La resistencia será la encargada de mantener la estructura estable frente a cargas de gravedad durante su vida útil. Cuando ocurra un sismo con una magnitud que pueda alcanzar esta resistencia y se pierda el régimen elástico, la ductilidad permitirá que la estructura pueda tener

deformaciones en el régimen inelástico. En este régimen es importante tener una correcta secuencia de formación de rótulas (que estas ocurran primero en los elementos horizontales y, por último, en los elementos verticales) para que ante sismos severos la estructura pueda mantenerse en un estado de resguardo de vida. Al ser los muros estructurales elementos con gran resistencia, se recomienda su uso en ambas direcciones. El presente proyecto tiene muros en ambas direcciones y pórticos, lo cual le permitirá tener un correcto desempeño ante eventos sísmicos. Adicionalmente se ha cumplido con todos los detalles de ductilidad especificados en el Capítulo 21v de la Norma E.060.

En tercer lugar, una disposición hiperestática de la estructura permite tener una mejor disipación de la energía sísmica por la aparición de las rótulas plásticas, dotando a la estructura de un mayor factor de seguridad. Para el presente proyecto se considera el monolitismo de los elementos estructurales y nudos rígidos, resultando en una estructura altamente hiperestática.

En cuarto lugar, debe existir continuidad en planta y altura, evitando tener cambios bruscos de dimensiones, lo que podría crear cambios fuertes de rigidez y generar concentraciones de esfuerzos. En el presente proyecto las secciones se mantienen constantes y permanece la continuidad de los elementos horizontal y verticalmente. Luego de realizar el metrado y análisis sísmico, se podrían reducir algunas secciones, solo en los últimos niveles, teniendo las consideraciones de la norma E.030 para evitar irregularidades.

En quinto lugar, se asume la hipótesis de diafragma rígido que permite idealizar la estructura como una unidad, la cual permite distribuir las fuerzas horizontales (aplicadas en su plano) en los elementos verticales en función a su rigidez; por ello, es vital evitar aberturas importantes en planta. En la fig. 3-1 se puede observar que el proyecto no tiene aberturas que puedan cuestionar la hipótesis de diafragma rígido.

En sexto lugar, se debe tener en consideración la influencia en el comportamiento sísmico de los elementos no estructurales, ya que estos pueden sufrir grandes daños y generar altos costos de reparación o reemplazo en eventos sísmicos. Tal es el caso de los tabiques, los cuales pueden ayudar a la estructura a disipar energía, pero también pueden tener efectos adversos como el efecto de columnas cautivas o cortas.

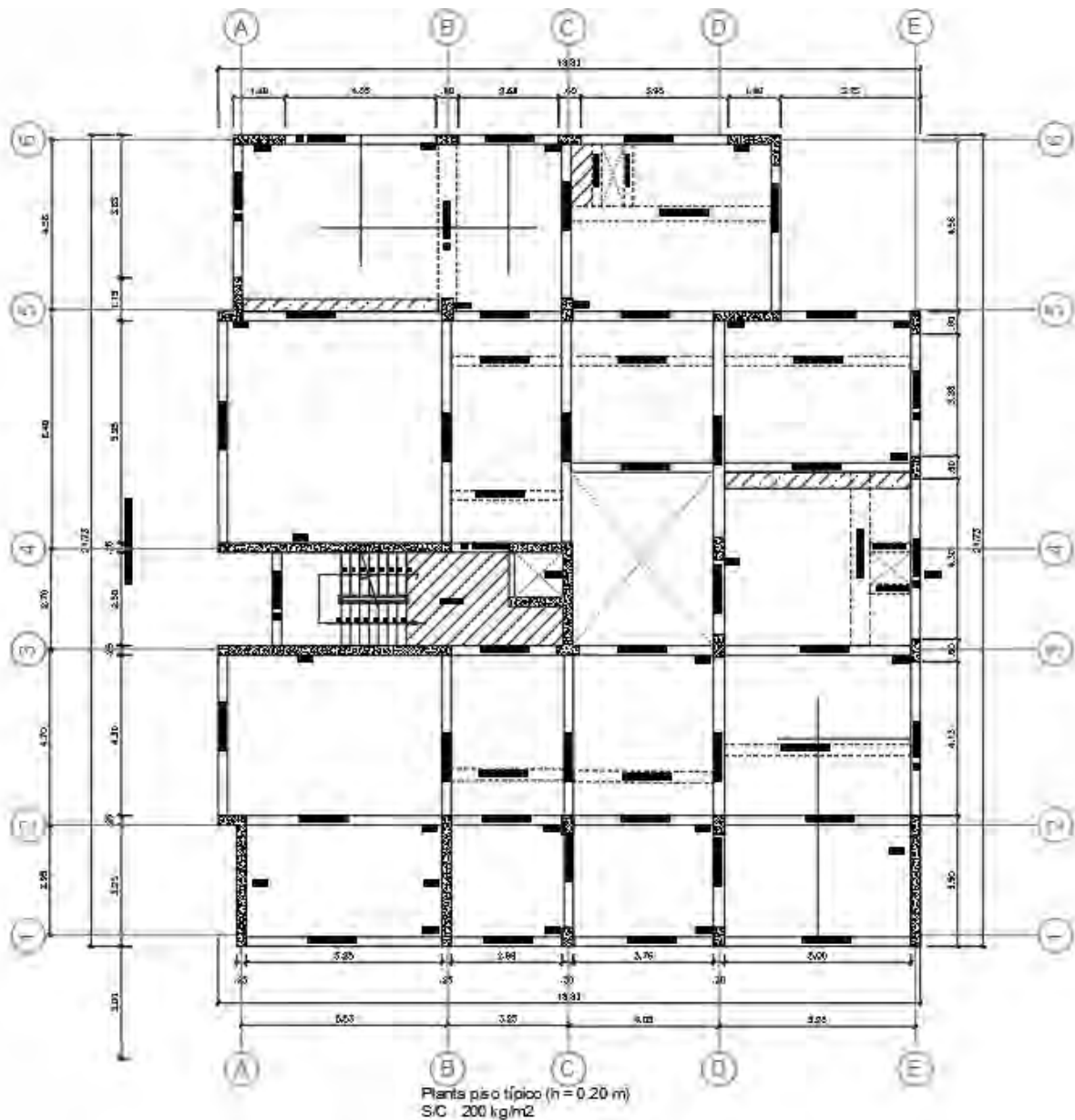


Figura 3-1.- Estructura de la planta típica.

## CAPÍTULO IV

### PREDIMENSIONAMIENTO

El proceso de estructuración consiste en dotar a los elementos de dimensiones preliminares que permitan realizar el modelo estructural, con el cual se procederá a realizar los análisis estático y dinámico. Estas dimensiones deben poder resistir las cargas de gravedad y responder las limitaciones de la arquitectura del proyecto. Se usarán las recomendaciones dadas por el ingeniero Antonio Blanco y la norma E.060.

#### 4.1. Predimensionamiento de losa aligerada

Para dimensionar los aligerados se usará la expresión dispuesta por la norma E.060 en su artículo 9.6.2, con esta expresión ya no será necesario verificar deflexiones:

$$h \geq \frac{l}{25}$$

El aligerado con mayor luz tiene 5.95 m, está ubicado entre los ejes A-B y 4-5 y le correspondería  $h=25$  cm; sin embargo, en el siguiente capítulo (diseño de losas) se analizará este tramo para un  $h=20$  cm y se verificará si el acero requerido no excede los valores máximos. El resto de aligerados no superan la luz de 5 m, para estos se tomará  $h=20$  cm. Si bien en algunos paños se podrían usar menores peraltes, se optará por uniformizarlos por temas constructivos y, a la vez, se buscará que los elementos no tengan problemas por efecto de corte. En algunos paños será necesario el uso de ensanches (alternados o corridos) debido a la alta concentración de esfuerzos cortantes.

#### 4.2. Predimensionamiento de losa maciza

Debido a que las áreas de losas macizas, para el presente proyecto, son pequeñas y por proceso constructivo, se utilizará un espesor  $h=20$  cm.

#### 4.3. Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento de las vigas se usarán las expresiones empíricas provistas por el ingeniero Antonio Blanco para vigas principales que formen pórticos:

$$\text{De } h \geq \frac{l}{10} \text{ a } h \geq \frac{l}{12}$$

Además, para vigas principales que formen pórticos, es conveniente que el ancho mínimo sea de 25 cm. En el caso de las vigas principales del proyecto, la viga con mayor luz tiene 5.3; por ello, se decidió usar vigas de 25x55 cm. Si bien en algunos tramos que son más cortos se podría usar vigas de menor peralte, por temas estéticos y por dotar de mayor capacidad, optará por uniformizar las dimensiones. En el caso de vigas secundarias y apoyadas, al tener tramos largos con luces de hasta 5.9 m, también se optó por vigas de 25x55 cm.

#### 4.4. Predimensionamiento de vigas chatas

Las vigas chatas se usan para aislar las fuerzas cortantes inducidas por los tabiques paralelos al armado del aligerado. Estas se diseñarán solo por cargas de gravedad y el proceso de diseño será similar al de una viga, y las dimensiones que se decidieron usar son de 30x20 y 40x20 cm. Se tiene una viga chata entre los ejes B-5, la cual cargará una pequeña parte de losa, para esta viga se decidió usar dimensiones de 50x20 cm.

#### 4.5. Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de las columnas tiene una importancia particular porque son los elementos estructurales que recolectan las cargas de losas y vigas para transferirlas a las cimentaciones. Se usará la siguiente expresión empírica:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'_c}$$

A continuación, en la tabla 4-1 se mostrará el predimensionamiento de la columna interior más cargada, para la cual se usará  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  y se asumirá  $1\text{tn/m}^2$  de peso por piso:

Ubicación	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	Carga (kg)	Área requerida (m <sup>2</sup> )	Dimensiones adoptadas (m <sup>2</sup> )	Área real (m <sup>2</sup> )
Eje D-2	18.03	108180	1150	25x50	1250

*Tabla 4-1. Predimensionamiento de una columna interior*

#### 4.6. Predimensionamiento de placas

Las placas tienen como principal función absorber las fuerzas laterales generadas por los sismos, a mayores dimensiones mayor será la cantidad de fuerza de sismo absorbida. Se asumirán dimensiones tentativas, las cuales, luego del análisis sísmico, se verificarán si cumplen con las demandas. El único criterio que se usará para el predimensionamiento es el dado por la norma E.060, el cual señala que el espesor mínimo para muros de corte es de 15 cm. Para el proyecto se decidió usar muros de 25 cm.

Todos los dimensionamientos preliminares propuestos en este capítulo serán revisados nuevamente después del análisis sísmico y se decidirá si se aumentan, reducen o mantienen las dimensiones.

## CAPÍTULO V

### ANÁLISIS SÍSMICO

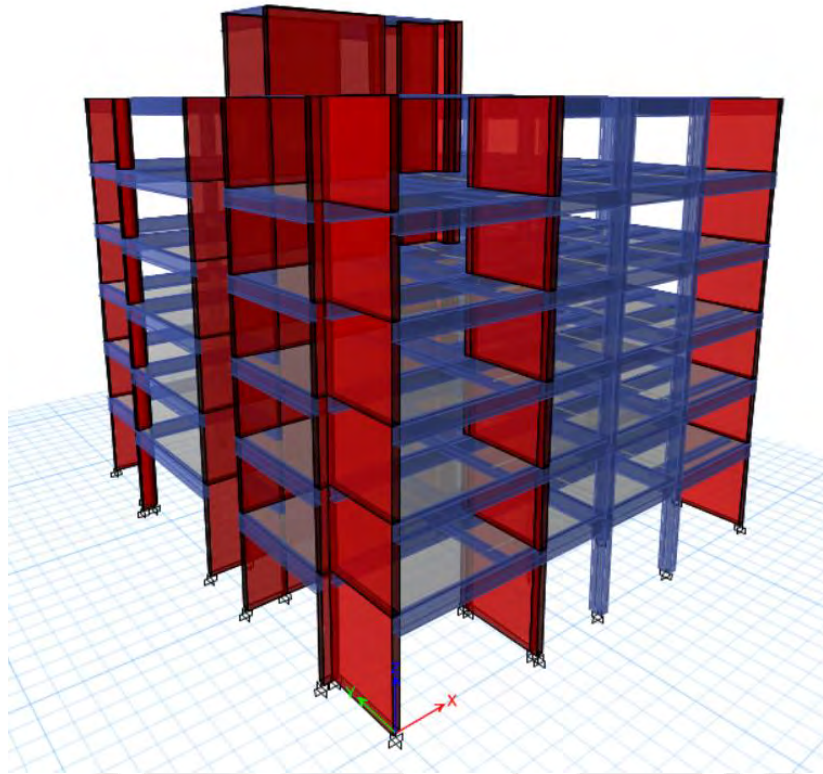
El análisis sísmico es importante para el diseño de una estructura porque nos permite obtener la respuesta de la misma frente a eventos sísmicos. Además, al encontrarse este proyecto en la costa peruana, zona con alto riesgo sísmico, se debe tener mayor consideración con este análisis. Con los resultados de este análisis se diseñaron los elementos estructurales que toman las cargas de sismo: vigas, columnas y placas.

Para el análisis se considerarán sistemas de diafragmas rígidos con tres GDL (dos grados de translación ortogonales en sus direcciones principales y uno de rotación) y con excentricidades accidentales (en “x” y “y”), lo que permite que las fuerzas horizontales puedan distribuirse en el diafragma sobre columnas y placas en función a su rigidez.

Para el análisis sísmico se usará el programa ETABS; a continuación, se muestra el modelo en planta y tridimensional para una mejor visualización:



*Figura 5-1. Modelo de la planta típica del proyecto*



*Figura 5-2. Modelo tridimensional del proyecto*

### 5.1. Parámetros para el análisis sísmico

Los parámetros del presente proyecto son los siguiente:

- Factor de zona: El edificio se encuentra geográficamente ubicado en Lima (costa peruana), la cual corresponde a la zona sísmica 4,  $Z = 0.45$ .
- Factor de uso: El edificio está destinado al uso de viviendas, este corresponde a una categoría de edificación común,  $U = 1$ .
- Parámetros de sitio: El edificio se encuentra ubicado en un terreno con un suelo rígido (S1), la grava de Lima, y el factor de suelo es  $S = 1$ . Los valores de  $T_P(s)=0.4$  y  $T_L(s)=2.5$ .
- Factor de amplificación sísmica: Este factor depende de los parámetros de sitio y del periodo fundamental de la estructura. Las expresiones para poder determinar el factor de amplificación sísmica son las siguientes:

$$\begin{array}{ll}
 T < T_P & C = 2.5 \\
 T_P < T < T_L & C = 2.5(T_P/T) \\
 T > T_L & C = 2.5 (T_P T_L / T^2)
 \end{array}$$

- Coeficiente de reducción: Este coeficiente está en función al sistema estructural que tenga el edificio. Debido a la presencia de placas en ambas direcciones del edificio, se considerará un sistema de muros estructurales para las dos direcciones de análisis. Esto se puede verificar al calcular que el porcentaje de fuerza cortante que absorben las placas es mayor al 70 %, por lo que se optó,  $R = 6$ .

En la tabla 6-1., para 3 grados de libertad y considerando la excentricidad accidental, se puede observar que las placas, en ambas direcciones, se llevan más del 80 % de la fuerza cortante en la base. Por lo tanto, se tiene un sistema estructural de muros estructurales para ambas direcciones.

Fuerza en placas		Fuerza cortante en la base	%
SISXXMY+	275	296	93 %
SISXXMY-	265	294	90 %
SISYYMX+	224	261	86 %
SISYYMX-	177	205	86 %

Tabla 5-1. Verificación del sistema estructural

## 5.2. Masa sísmica y masa participativa

El peso sísmico para edificios destinados a vivienda (categoría “C”) se determina como la suma del 100 % de la carga muerta más el 25 % de la carga sísmica. Teniendo en consideración lo antes mencionado, se calcularon las masas en el software Etabs, obteniéndose los siguientes resultados:

Piso	Peso (tn)
Azotea	278
5	364
4	364
3	364
2	364
1	375

Tabla 5-2. Peso sísmico por piso

Peso piso típico	370
Área piso típico	360
Peso/m <sup>2</sup>	1.03
Peso azotea	278
Área azotea	360
Peso/m <sup>2</sup>	0.77

Tabla 5-3. Peso por m<sup>2</sup> para el piso típico y azotea

Se puede observar que el peso es cercano a 1.0 tn/m<sup>2</sup>, valor usual en este tipo de edificaciones.

Por otra parte, el peso por m<sup>2</sup> en la azotea es menor a 1 tn/m<sup>2</sup> debido a que no se tienen tabiques.

Las masas participantes, para los modos de vibración de la estructura, sin considerar excentricidad accidental, se presenta en la tabla 5-4.:

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0.487	0%	45%	0%	45%	28%	28%
Modal	2	0.441	0%	29%	1%	74%	49%	77%
Modal	3	0.312	75%	1%	76%	75%	0%	77%
Modal	4	0.122	0%	1%	76%	75%	14%	91%
Modal	5	0.118	0%	16%	76%	91%	0%	92%
Modal	6	0.08	17%	0%	93%	91%	0%	92%
Modal	7	0.061	0%	2%	93%	93%	1%	92%
Modal	8	0.055	0%	1%	93%	94%	4%	96%
Modal	9	0.046	0%	3%	93%	97%	1%	97%

Tabla 5-4. Masa participativa

El primer y segundo modo son una combinación de translación en “Y” con rotación en planta.

Esto se explica por la geometría y ubicación de la estructura, no se pueden colocar placas

simétricamente en toda la estructura debido a que el proyecto se encuentra en una esquina y tiene accesos y ventanas. Pese a ello, se llega al 90% de excitación de la masa en el sexto modo.

### 5.3. Análisis de irregularidades

La Norma Técnica E.030 clasifica las irregularidades que puede tener un edificio (en planta y altura) y les asigna un factor (desde 1 hasta 0.5) en función a la importancia de las mismas, ya que estas se pueden expresar como reducciones de ductilidad, generando mayores fuerzas en los elementos estructurales.

#### Irregularidad en altura

- **Piso blando:** Esta irregularidad es común en edificios con estacionamientos en el primer piso, ya que se suele aprovechar el espacio para un número máximo de estacionamientos, reduciendo los elementos regidos en el primer piso y aumentándolos en los pisos superiores. Este proyecto cuenta con estacionamientos en el primero piso; sin embargo, se estructuró de forma tal que se mantenga la continuidad de los elementos verticales en toda la altura. Por ello, no se presenta esta irregularidad en el edificio. Para verificar esta irregularidad, se procede a comparar la rigidez lateral de un entrepiso con la de un entrepiso inmediato superior o con el promedio de los entrepisos superiores. Para que no ocurra esta irregularidad, los valores obtenidos deben ser mayores a 0.7 y 0.8, respectivamente.

Piso	Rigidez tonf/m	> 0.7	> 0.8
Azotea	75289		
Piso 5	128005	1.7	
Piso 4	164897	1.3	
Piso 3	203386	1.2	1.7
Piso 2	262201	1.3	1.6
Piso 1	393946	1.5	1.9

Tabla 5-5. Comparación de rigidez lateral en X

Piso	Rigidez tonf/m	> 0.7	> 0.8
Azotea	35804.772		
Piso 5	61901.452	1.7	
Piso 4	80653.314	1.3	
Piso 3	99820.711	1.2	1.7
Piso 2	130306.301	1.3	1.6
Piso 1	206317.316	1.6	2.0

Tabla 5-6. Comparación de rigidez lateral en Y

Se verifica que no existe irregularidad por piso blando.

- Irregularidad de masa o peso: Para que se acate esta norma se tiene que cumplir que el peso de un piso es mayor en 1.5 al piso contiguo (sin considerar azoteas). Sin embargo, el edificio cuenta con pisos típicos; por lo cual, no se tienen variaciones de masa.
- Irregularidad de geometría vertical: El edificio no cuenta con cambios geométricos en la altura puesto que se tienen pisos típicos.
- Discontinuidad de los sistemas resistentes: No se presenta discontinuidad de los elementos verticales.

$$I_a = 1$$

#### **Irregularidad en planta:**

- Irregularidad torsional: Esta irregularidad es común en edificios ubicados en esquinas, como este proyecto. Para que esta irregularidad exista, debe cumplirse que la relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo y el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo sea mayor a 1.3.

PISO	Máx Despl.	Despl. Prom.	Ratio en extremo sup. Derecho
PISO 6	0.0070	0.0057	1.24
PISO 6	0.0059	0.0055	1.09
PISO 5	0.0076	0.0063	1.21
PISO 5	0.0068	0.0061	1.11
PISO 4	0.0078	0.0066	1.19
PISO 4	0.0076	0.0066	1.16
PISO 3	0.0074	0.0064	1.16
PISO 3	0.0077	0.0065	1.20
PISO 2	0.0062	0.0055	1.14
PISO 2	0.0070	0.0057	1.23
PISO 1	0.0044	0.0038	1.15
PISO 1	0.0048	0.0040	1.21

Tabla 5-7. Verificación de torsión X-X con excentricidad accidental.

PISO	Máx Despl.	Despl. Prom.	Ratio en extremo sup. Derecho
PISO 6	0.0116	0.0107	1.09
PISO 6	0.0129	0.0103	1.25
PISO 5	0.0120	0.0115	1.05
PISO 5	0.0136	0.0110	1.23
PISO 4	0.0119	0.0119	1.00
PISO 4	0.0139	0.0114	1.21
PISO 3	0.0120	0.0115	1.05
PISO 3	0.0132	0.0110	1.20
PISO 2	0.0106	0.0097	1.09
PISO 2	0.0110	0.0093	1.19
PISO 1	0.0073	0.0065	1.14
PISO 1	0.0048	0.0040	1.17

Tabla 5-8. Verificación de torsión Y-Y con excentricidad accidental.

Se puede observar que no existe torsión, ya que los ratios no superan el valor de 1.3.

- Esquinas entrantes: Esta irregularidad ocurre cuando las dimensiones de las esquinas entrantes del edificio superen el 20 % de las dimensiones de la planta en ambas direcciones.

$$\text{Sentido X-X: } 3.75/18.83 = 19 \%$$

$$\text{Sentido Y-Y: } 4.73/21.73 = 22 \%$$

Se puede verificar que en el sentido Y-Y se supera el 20 %; sin embargo, para que exista esta irregularidad se debe superar en ambas direcciones, lo cual no ocurre; por lo tanto, no existe la irregularidad de esquinas entrantes.

- Discontinuidad del diafragma: El edificio no presenta aberturas importantes en toda su área.
- Irregularidad de masa o peso: El edificio cuenta con pisos típicos; por lo cual no se tienen variaciones de masa.
- Sistemas no paralelos: El edificio no presenta sistemas no paralelos.

$$I_p = 1$$

$$R_o = 6 * 1 * 1 = 6$$

#### 5.4. Modos de vibración de la estructura

Con el software de análisis (Etabs 2019), se obtuvieron los modos de vibración con sus respectivos periodos y masas participativas. Se analizó considerando un 5 % de excentricidad accidental en cada dirección (X+, X-, Y+ y Y-) como señala la Norma Técnica E.030. Para obtener los periodos que posteriormente se usarán para calcular las fuerzas cortantes basales (estáticas) en cada dirección, se analizará en translación pura para cada dirección, considerando el modo fundamental.

	Modo	Periodo	%Masa Participativa en X
Modal	3	0.31	76

Tabla 5-9. Translación pura en X

	Modo	Periodo	%Masa participativa en Y
Modal	2	0.45	75

Tabla 5-10. Translación pura en Y

Del análisis se obtiene que el periodo para la dirección X es  $T_x = 0.31$  y para la dirección Y es  $T_y = 0.45$ .

### 5.5. Cortante basal estático y dinámico

Cortante basal estático:

Para este análisis se calculan las fuerzas laterales de sismo distribuidas en toda la altura del edificio, las cuales actúan en los centros de masas de cada piso. La fuerza cortante en la base se determina con la siguiente expresión:

$$v_{estática} = \frac{Z * U * C * S}{R} * \text{Peso Sísmico}$$

- Análisis en X-X:

$$T_x = 0.31 \quad T_p(s) = 0.4 \quad T_L(s) = 2.5 \quad \rightarrow T_x < T_p \quad C = 2.5$$

Se verifica si cumple con  $C/R \geq 0.11$ , establecido en la Norma Técnica E0.30:

$$2.5/4.5 = 0.56 \geq 0.11$$

$$v_{estáticaX} = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6} * 2105 = 395 \text{ tn}$$

- Análisis en Y-Y:

$$T_x = 0.45 \quad T_p(s) = 0.4 \quad T_L(s) = 2.5 \quad \rightarrow T_L > T_x > T_p$$

$$C = C = 2.5 (0.4/0.45) = 2.2$$

Se verifica si cumple con  $C/R \geq 0.11$ , establecido en la Norma Técnica E0.30:

$$2.2/4.5 = 0.49 \geq 0.11$$

$$v_{estáticaY} = \frac{0.45 * 1 * 2.2 * 1}{6} * 2105 = 347 \text{ tn}$$

### Cortante basal dinámico

Para este análisis se usa el espectro de pseudo aceleraciones de la figura 6-3. Este espectro se obtiene al graficar la  $T$  vs  $ZUCS/R$ , donde  $T$  varía con intervalos de 0.05. Estos datos se exportaron al software Etabs como una función espectral. Con esta función se determinaron los diferentes casos de carga en ambas direcciones. La cortante dinámica se obtuvo de las combinaciones CQC de los 18 modos de vibración de la estructura. En las tablas 5-10. y 5-11. se muestran las fuerzas cortantes basales dinámicas para las direcciones X e Y considerando 3 grados de libertad y las excentricidades accidentales en ambas direcciones.

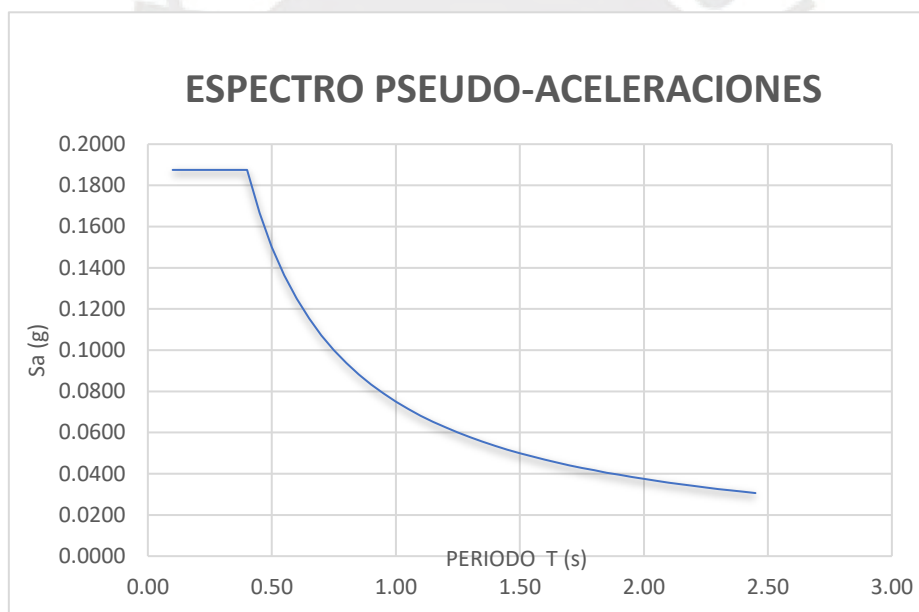


Figura 5-3. Espectro de diseño

	Vx (Tn)
SIXXMY+	296
SIXXMY-	294

Tabla 5-11. Cortante dinámico en X-X

	Vy (Tn)
SISYYMX+	261
SISYYMX-	205

Tabla 5-12. Cortante dinámico en Y-Y

### 5.6. Amplificación de fuerzas sísmicas

Con las cortantes basales estáticas y dinámicas se procede a calcular las amplificaciones las direcciones X e Y:

Dirección	Exentricidad	Vestática (tn)	Vdinámica (tn)	80 % Vest. (tn)	Factor	% Peso
X-X	MY+	395	296	316	1.07	15
	MY-	395	294	316	1.07	15
Y-Y	MX+	347	261	278	1.07	13
	MX-	347	205	278	1.36	13

Tabla 5-13. Cálculo de los factores de amplificación sísmica

En la tabla 5-12. se pueden observar los factores de amplificación sísmica. Se considera un 80 % de la cortante estática, debido a que la estructura es regular.

### 5.7. Control de derivas de entrepiso

La Norma Técnica E.030 establece que los desplazamientos laterales máximos se deben multiplicar por 0.75R para estructuras regulares y por 0.85R para estructuras irregulares. Con esta consideración se crean casos de carga en el programa Etabs para obtener las derivas de entrepiso. La norma también dicta que las derivas máximas deben ser menores que 0.007, para estructuras de concreto armado. Se procede a presentar los resultados obtenidos:

Dirección	Despl. Elastico máx (cm)	Despl. Inelastico máx (cm)	Deriva máx
SISXX con e+	0.79	3.55	0.0025
SISXX con e-	0.78	3.50	0.0025
SISYY con e+	1.22	5.50	0.0039
SISYY con e-	1.40	6.30	0.0045

Tabla 5-14. Desplazamientos y derivas máximas considerando excentricidades accidentales.

Se observa que las derivas máximas en las direcciones X e Y no superan el valor máximo de 0.007 que la Norma E.030 establece para estructuras de concreto armado.

### 5.8. Desplazamientos máximos y junta sísmica

Para determinar la junta sísmica se debe escoger el mayor de los siguientes 3 criterios:

S1*	$2/3 * D_{max}$
S2	3
S3	$0.006 * h/2$

Tabla 5-15. Métodos para determinar la junta sísmica

\* Al no tener información de la estructura colindante, se asumió que tiene el mismo desplazamiento.

Los desplazamientos máximos para los ejes X e Y son:

DmaxX (cm)	3.55
DmaxY (cm)	6.30

Tabla 5-16. Máximos desplazamientos del diafragma

- $S1X = 2/3 * (6.30 + 6.30) = 8.4 \text{ cm}$
- $S1Y = 2/3 * (3.55 + 3.55) = 4.7 \text{ cm}$
- $S2 = 3 \text{ cm}$
- $S3 = 17.1 * 100 * 0.006 / 2 = 5.13$

Por lo tanto, se adoptará una junta sísmica de 8 cm en ambos límites de propiedad.

### 5.9. Centros de masa y centros de rigidez

Piso	Centro de masa		Centro de rigidez	
	X	Y	X	Y
T1	8.8	10.1	8.1	10.2
T2	8.9	10.1	8.4	10.0
T3	8.9	10.1	8.4	10.0
T4	8.9	10.1	8.4	10.0
T5	8.9	10.1	8.4	10.0
T6	8.3	10.1	9.6	10.1

Tabla 5-17. Centros de masa y rigidez

Se puede observar que los centros de masa y de rigidez coinciden relativamente. Por ello, anteriormente se pudo demostrar que no existía irregularidad por torsión.

## CAPÍTULO VI

### DISEÑO DE LOSAS

#### 6.1. Diseño de losas aligeradas

Se diseñará el paño más esforzado, este tiene una luz de 5.95 m y está ubicado entre los ejes A-B y 4-6. Como se mencionó en el anterior capítulo, se usará  $h=20$  cm.

#### Metrado de cargas

CM:

$$Wp. prop. = 0.3 * 0.4 = 0.12 \text{ tn/m}$$

$$Wp. term. = 0.1 * 0.4 = 0.04 \text{ tn/m}$$

$$Ptabique = 0.15 * 1.4 * 2.5 * 0.4 = 0.21 \text{ tn}$$

CV:

$$Ws/c = 0.2 * 0.4 = 0.08 \text{ tn/m}$$

$$CU = 1.4(CM) + 1.7(CV) = 1.4(0.12 + 0.04) + 1.7(0.08) + 1.4(0.23) = 0.36 \text{ tn/m} + 0.294 \text{ tn}$$

En la fig. 6-1 se visualiza el modelo con el que se analizará la vigueta en el software ETABS.

Las columnas son de 40x25 cm.

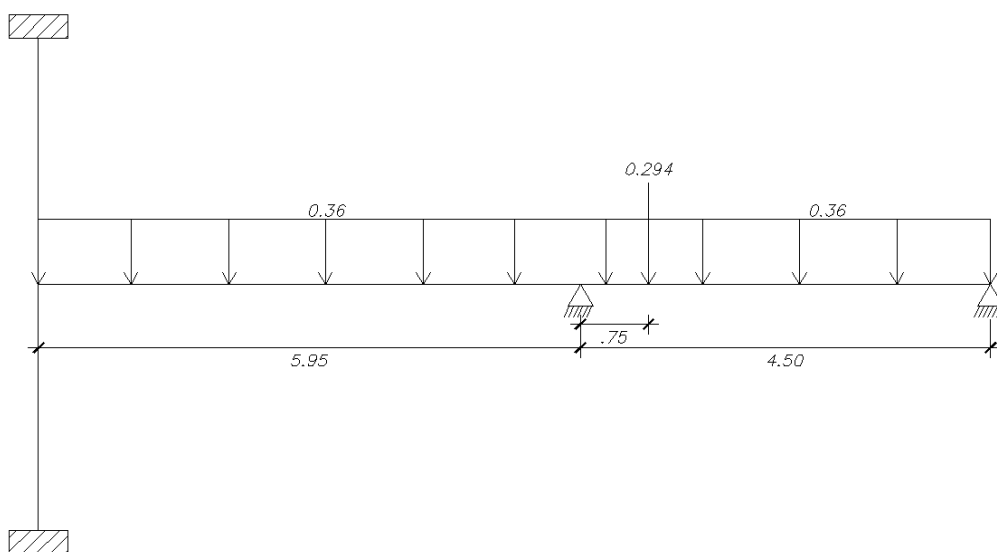


Figura 6-1. Modelo de la vigueta

### Diseño por flexión:

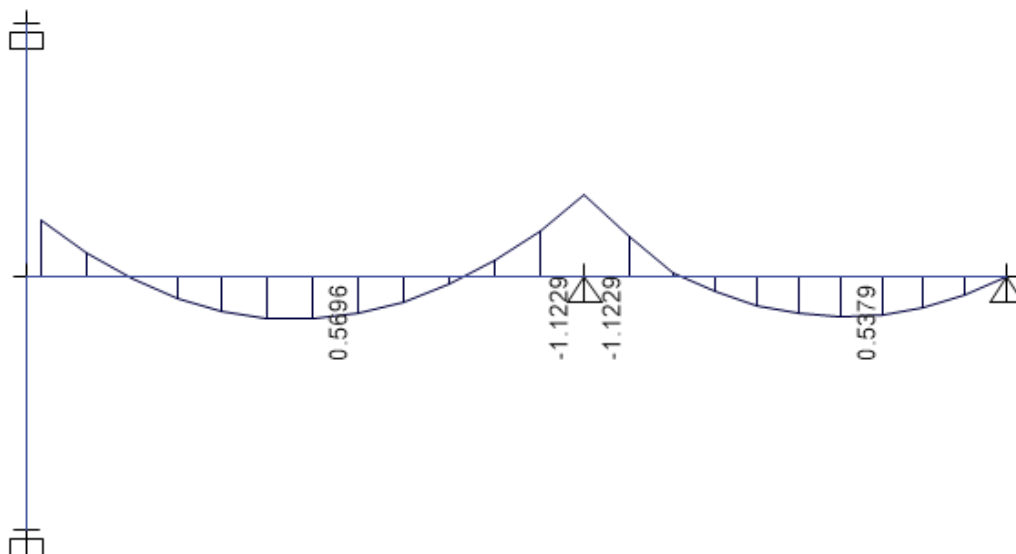


Figura 6-2. Momento flector en el aligerado (sin alternancia de S/C)

As+ max (cm <sup>2</sup> )	7.49	As- max (cm <sup>2</sup> )	2.71
As+ min (cm <sup>2</sup> )	0.41	As- min (cm <sup>2</sup> )	1.01

Tabla 6-1. Cuadro de cantidades máximas y mínimas de refuerzo para las diferentes solicitaciones

Mu+ (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As instalado
0.57	0.90	1Ø1/2"+1Ø3/8"
0.54	0.85	2Ø3/8"

Tabla 6-2. Cuadro resumen de diseño para momentos positivos del tramo seleccionado

Para el primer tramo se tendrá fierro de 1/2" y 1 bastón de 3/8". Si bien existe un exceso de refuerzo, se coloca esta cantidad para no tener problemas con deflexiones.

Mu- (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As instalado
0.77	1.32	2Ø3/8"
1.12	1.84	1Ø1/2"+1Ø3/8"

Tabla 6-3. Cuadro resumen de diseño para momentos negativos del tramo seleccionado

Como se verá más adelante, se requieren ensanches alternados en el segundo tramo debido a que la cortante última es mayor que la resistencia del concreto. Ante esa consideración, se tiene lo siguiente:

### Diseño por cortante:

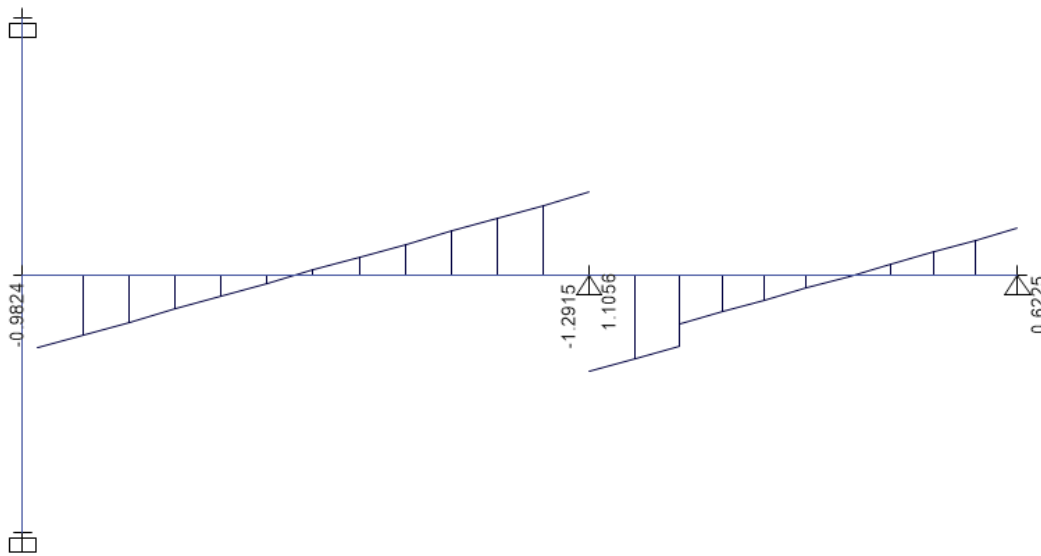


Figura 6-3. Fuerza cortante en el aligerado

$$\emptyset V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1.22 \text{ tn} < V_u = 1.29 \text{ tn}$$

Se verifica que el esfuerzo cortante del concreto es menor a la fuerza cortante última; por ello se considerará ensanches alternados en una longitud de 0.4 m.

$$\emptyset V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 17 = 3.05 \text{ tn} > V_u = 1.29 \text{ tn}$$

Finalmente, se puede verificar que el aligerado con  $h=20$  cm satisface las solicitaciones por cargas de gravedad.

#### 6.2. Diseño de losa maciza

Solo se tendrá dos paños de losas maciza en dos direcciones, estos se encuentran en el área entre el ascensor y hall y junto al ducto de ventilación para baño. Para el diseño se considerará una sección de 100x20 cm.

La dimensión del paño es pequeña y, al no concentrar esfuerzos significativos, bastaría con colocar una cuantía mínima como refuerzo. Se tendría:  $\emptyset 3/8''@.20$  en la malla inferior y  $\emptyset 3/8''@.20$  en la malla superior.

### 6.3. Diseño viga chata (VCH-2) Entre ejes D - E

Estas cargan tabiquerías y su propio peso. Se presentará el diseño de la viga chata con mayor luz.

#### Metrado de cargas

CM:

$$Wp. prop. = 2.4 * 0.4 * 0.2 = 0.192 \text{ tn/m}$$

$$Wp. term. = 0.1 * 0.4 = 0.04 \text{ tn/m}$$

$$Wtabique = 1.4 * 0.15 * 2.5 = 0.525 \text{ tn/m}$$

$$CU = 1.4(CM) + 1.7(CV) = 1.4(0.192 + 0.04 + 0.525) + 1.7(0) = 1.08 \text{ tn/m}$$

En la fig. 6-4 se visualiza el modelo con el que se analizará la viga chata.

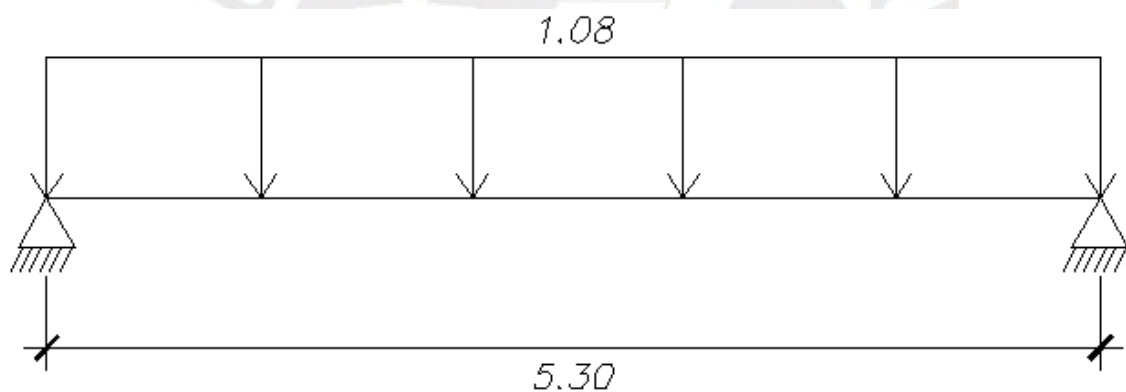


Figura 6-4. Modelo de viga chata

#### Diseño por flexión:

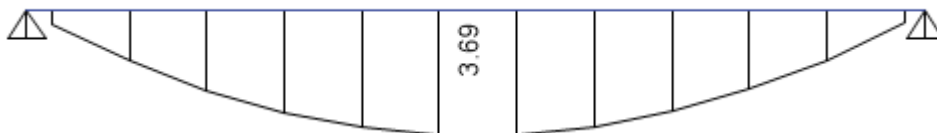


Figura 6-5. Momento flector en la viga chata

$As_{max} = As_{-max} \text{ (cm}^2\text{)}$	10.83
$As_{+min} = As_{-min} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.64

Tabla 6-4. Cuadro de cantidades máximas y mínimas de refuerzo

Mu+ (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As instalado
3.69	6.46	5Ø1/2"

Tabla 6-5. Cuadro resumen de diseño para momento positivo

Mu- (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As instalado
0.20 (1/24)	1.23	2Ø3/8"

Tabla 6-6. Cuadro resumen de diseño para momento positivo

Se puede observar que no se presentan momentos negativos; por ello, se considerará 1/24 del momento positivo máximo y se instalará una cuantía mínima, por razones de montaje, de 2Ø3/8".

### Diseño por cortante:



Figura 6-6. Fuerza cortante en la viga chata

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 17 = 4.44 \text{ tn} > V_u = 2.68 \text{ tn}$$

Se puede observar que la resistencia del concreto es mayor a la cortante última  $\phi V_c > V_u$ ; por ello, bastaría con instalar estribos de montaje.

Se instalarán estribos Ø6mm 1@.10, Rto @.25 C/E

Plano de encofrado del piso típico:

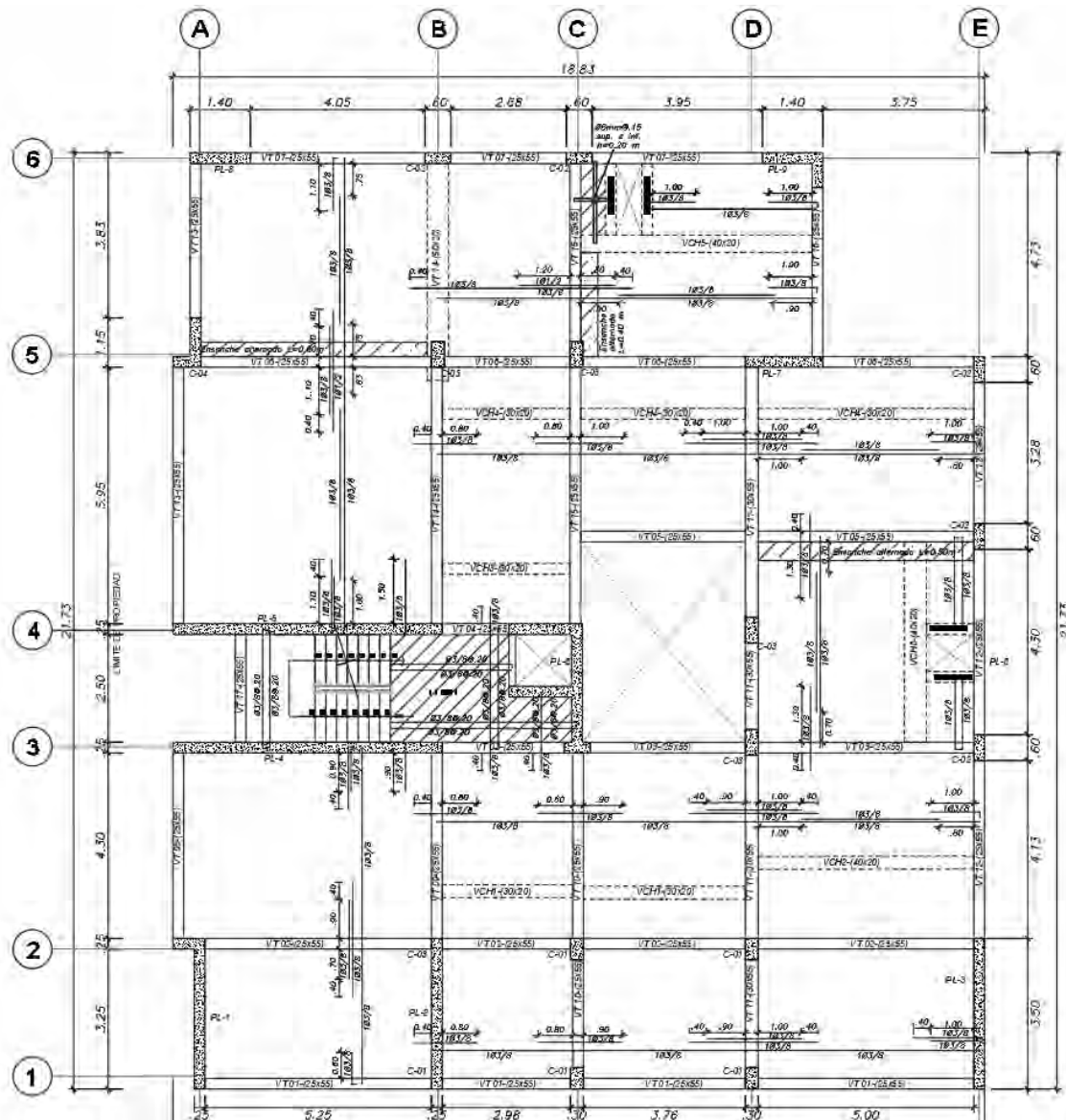


Figura 6-7. Plano de encofrado del piso típico

## CAPÍTULO VII

### DISEÑO DE VIGAS

El diseño de las vigas se realiza teniendo en cuenta las cargas de gravedad y de sismo. Para el análisis y diseño de las vigas se elaborarán las envolventes considerando las distintas combinaciones de carga estipuladas en la Norma Técnica E.060 y las disposiciones especiales del capítulo 21 de la norma E.060.

Las vigas principales también serán diseñadas por capacidad para que se puedan generar las rótulas plásticas sin fallas prematuras de cortante; para ello, se tomará el menor valor de la cortante máxima obtenida de las combinaciones de carga multiplicadas por 2.5 y del asociado a los momentos nominales instalados en los extremos de las vigas mediante las siguientes expresiones:

$$V_u = \left( \frac{Mn_d + Mn_i}{Ln} \right) + V_{uisostático}$$

$$V_u = 1.25(D + L) \pm 2.5S$$

$$V_u = 0.9D \pm 2.5S$$

A modo de ejemplo, se mostrará el diseño de tres vigas principales, éstas son la viga del eje 6 (VT-07), viga del eje D (VT-11) y viga del eje 3 (VT-03).

### 7.1. Viga VT-07 (25x55) – Eje 6

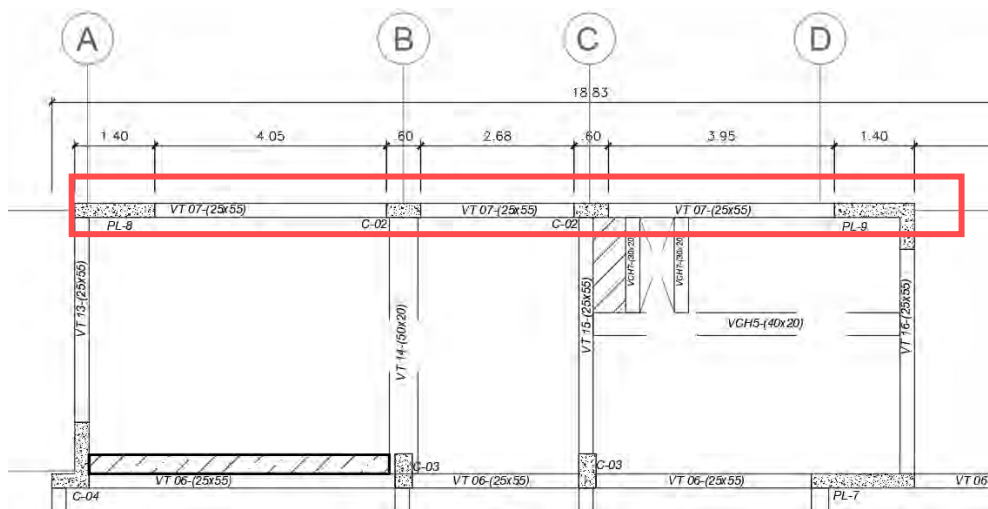


Figura 7-1. Ubicación de la viga VT-07

#### Metrado de cargas convencional por áreas tributarias:

Tramo	CM (tn/m)	CV (tn/m)
Tramo 1	1.800	0.500
Tramo 2	0.810	0.050
Tramo 3	0.810	0.050

Tabla 7-1. Metrado de cargas para la viga VT-07.

Se procede a crear las diferentes combinaciones de carga con las cargas de gravedad obtenidas y las de sismo para generar la envolvente con los Mu a la cara con los que se diseñarán las vigas:

#### Diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes

CM:

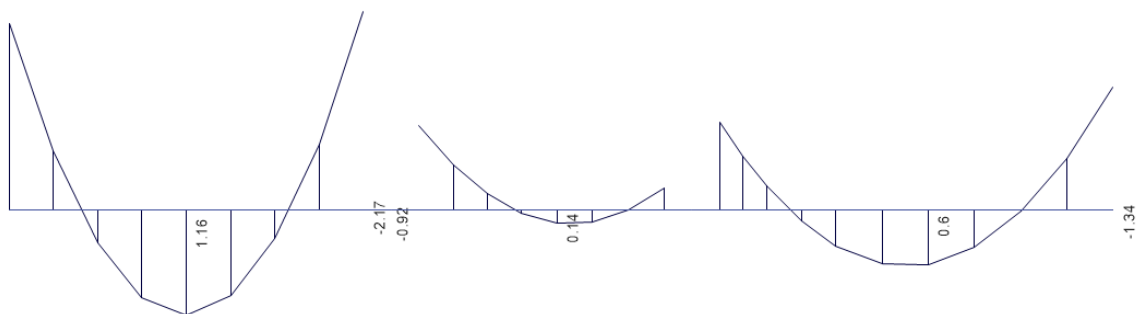


Figura 7-2. Momento flector debido a carga muerta en servicio

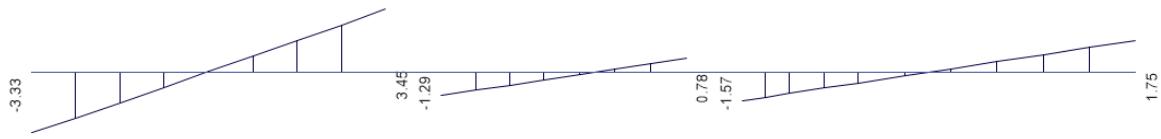


Figura 7-3. Fuerza cortante debido a carga muerta en servicio

CV:



Figura 7-4. Momento flector debido a carga viva en servicio

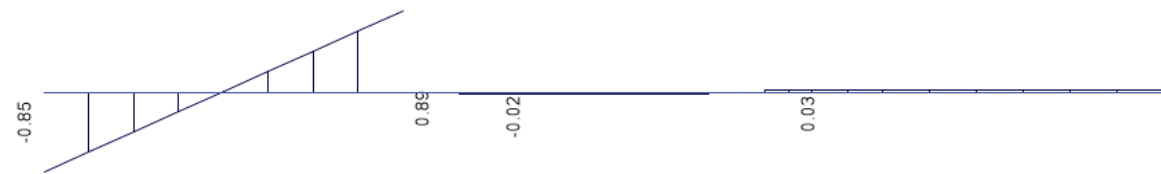


Figura 7-5. Fuerza cortante debido a carga viva en servicio

SIS-X:

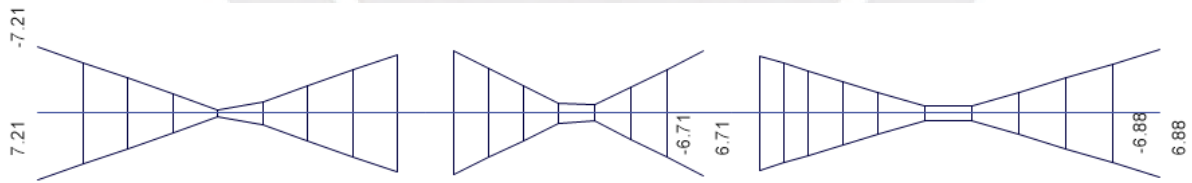


Figura 7-6. Momento flector debido a sismo en dirección X

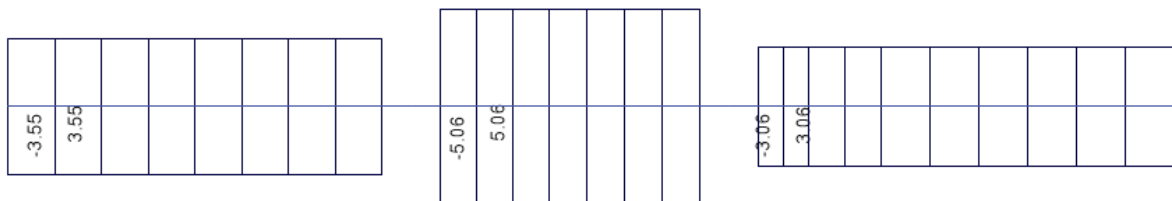


Figura 7-7. Fuerza cortante debido a sismo en dirección X

**SIS-Y:**

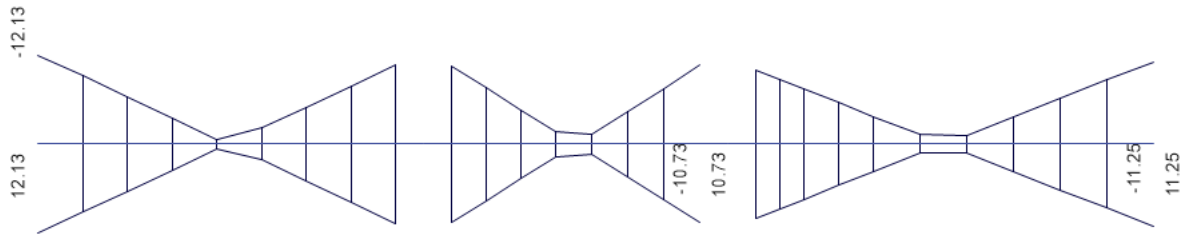


Figura 7-8. Momento flector debido a sismo en dirección Y

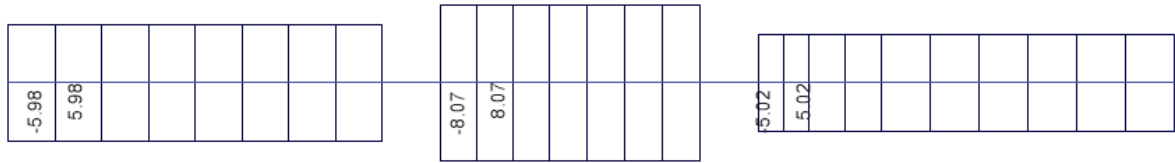


Figura 7-9. Fuerza cortante debido a sismo en dirección Y

**ENVOLVENTE:**

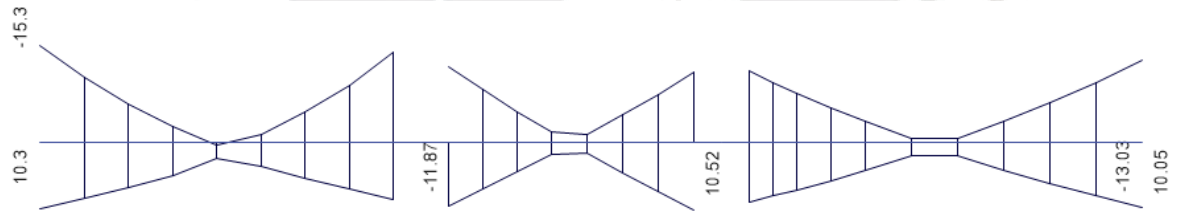


Figura 7-10. Momento flector obtenido de la envolvente

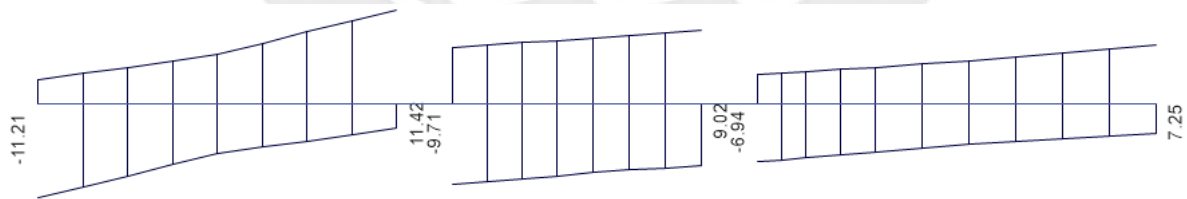


Figura 7-11. Fuerza cortante obtenida de la envolvente

**Diseño por flexión**

As+max = As-max (cm <sup>2</sup> )	19.50
As+min = As-min (cm <sup>2</sup> )	3.00

Tabla 7-2. Cuadro de cantidades máximas y mínimas de refuerzo para la sección 25x55

	Mu- (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
Tramo 1	15.30	9.05	2Ø3/4"+2Ø5/8"
	14.21	8.34	2Ø3/4"+1Ø3/4"
	Mu+ (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
	10.30	5.89	2Ø3/4"
	8.83	5.01	2Ø3/4"

Tabla 7-3. Análisis para el tramo 1

	Mu- (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
Tramo 2	11.87	6.86	2Ø3/4"+1Ø5/8"
	11.03	6.34	2Ø3/4"+1Ø5/8"
	Mu+ (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
	9.83	5.61	2Ø3/4"
	10.52	6.03	2Ø3/4"

Tabla 7-4. Análisis para el tramo 2

	Mu- (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
Tramo 3	11.21	6.45	2Ø3/4"+1Ø5/8"
	13.03	7.59	2Ø3/4"+1Ø5/8"
	Mu+ (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
	9.23	5.25	2Ø3/4"
	10.05	5.74	2Ø3/4"

Tabla 7-5. Análisis para el tramo 3.

Se usarán 2Ø3/4" como fierro corrido (superior e inferior) y bastones de Ø3/4" y Ø5/8" donde se necesiten.

### Corte de fierro

Para el corte de fierro se determinarán las distancias donde los ØMn suministrados puedan resistir el momento actuante y se les sumará la distancia "d". Se seguirá el esquema de la figura 7-12.

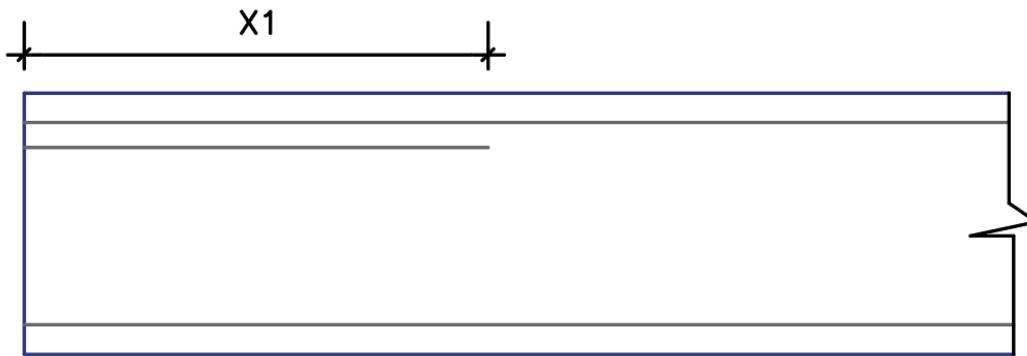


Figura 7-12. Corte del tramo 1 de la viga VT-07.

Las barras corridas de  $\varnothing 3/4"$  aportan un  $\varnothing M_n = 9.95$  tn.m, los cortes se harán donde el momento actuante sea menor al suministrado más una distancia "d".

$$- X1 = 0.46 + 0.49 = 0.95 = 1.00 \text{ cm}$$

Este criterio se usará para cada bastón que se requiera a lo largo de todas las vigas.

### Diseño por corte

Puesto que el diseño por capacidad domina el diseño por corte, se procederá a calcular el valor de  $V_{uc}$  con los momentos instalados que se pueden observar en la tabla 7-6. Se seguirán las indicaciones que brinda el capítulo 21 de la Norma Técnica E.060 para la zona de confinamiento y el espaciamiento mínimo de los estribos.

Tramo	$L_n$	$(M_{ni-} + M_{nd+}) / L_n$	$(M_{ni+} + M_{nd-}) / L_n$	$(W_u * L_n) / 2$	$V_u$ (tn)	$1.25(C_m + C_v) + 2.5V_s$ (tn)	$V_{u\max}$ (tn)
Tramo 1	4.05	8.00	7.14	5.50	13.50	19.81	11.42
Tramo 2	2.68	10.80	10.80	1.60	12.40	11.92	9.71
Tramo 3	3.95	7.40	7.40	2.26	9.70	14.23	7.25

Tabla 7-6. Cálculo del  $V_{uc}$  para la viga VT-07

La norma establece que debe tomar el menor valor de la fuerza cortante obtenida por la amplificación de 2.5 para sismo y la asociada a los momentos nominales instalados. Por ello, se toman los  $V_{uc}$  calculados en la tabla 7-6. Con este valor se proceden a hacer los cálculos para los estribos.

La zona de confinamiento debe ser el doble del peralte de la viga:  $2(h) = 2*(55) = 110$  cm.

Por otra parte, por normativa, el espaciamiento para los estribos dentro de la zona de confinamiento debe ser menor a:

- $d/4 = 49/4 = 12.30$  cm
- 10 veces  $\emptyset$  barra longitudinal =  $8*5/8*2.54 = 16$  cm
- 24 veces  $\emptyset$  de estribos =  $24*3/8*2.54 = 23$  cm
- 30 cm

Tramo 1:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 49 = 8.00 \text{ tn}$$

$$V_{smax} = 2.1\sqrt{f'_c} * 25 * 49 = 37.28 \text{ tn}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{12.20}{0.85} - 8 = 7.90 \text{ tn}$$

$$S = \frac{A_{sv} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 49}{7900} = 37 \text{ cm}$$

Teniendo en cuentas las consideraciones anteriores, se tendrá una separación de 15 cm para la zona de confinamiento. Además, fuera de la zona de confinamiento la separación no puede ser mayor a  $d/2 = 24.5$  cm; por ello, la separación será de 25 cm. Se tendría:

$$\text{Estribos } \emptyset 3/8'', 1 @ .05, 7 @ .15, \text{ RTO. } @ .25 \text{ m}$$

Tramo 2:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{12}{0.85} - 8.00 = 6.12 \text{ tn}$$

$$S = \frac{A_{sv} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 49}{6120} = 48 \text{ cm}$$

$$\text{Estribos } \emptyset 3/8'', 1 @ .05, 7 @ .15, \text{ RTO. } @ .25 \text{ m}$$

Tramo 3:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{9.70}{0.85} - 8.00 = 3.41 \text{ tn}$$

$$S = \frac{A_{sv} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 49}{3410} = 86 \text{ cm}$$

*Estribos Ø3/8'', 1 @ .05, 7 @ .15, RTO. @ .25 m*

### Control de fisuración

Para reducir el agrietamiento, debido a la flexión del elemento, se deberá tener una adecuada distribución del refuerzo en las zonas que se encuentren en tracción máxima. Para ello, se debe determinar el parámetro Z, el cual debe ser menor a 26000 kg/cm. Para el primer tramo, se usarán las fórmulas propuestas por la Norma E.060 para determinar dicho parámetro:

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

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

$$f_s = \frac{1.47}{0.9 * 49 * 5.68} * 100000 = 587 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad A_{ct} = 2 * 6 * \frac{25}{2} = 150 \text{ cm}^2$$

$$Z = 586.85 \sqrt[3]{6 * 150} = 5666 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} < 26000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

El parámetro Z resultó ser menor que el límite establecido por la norma, por ello podemos concluir que no se tendrán problemas de fisuración. Del mismo modo, se hizo la verificación de los siguientes tramos y no se obtuvo parámetros mayores al límite.

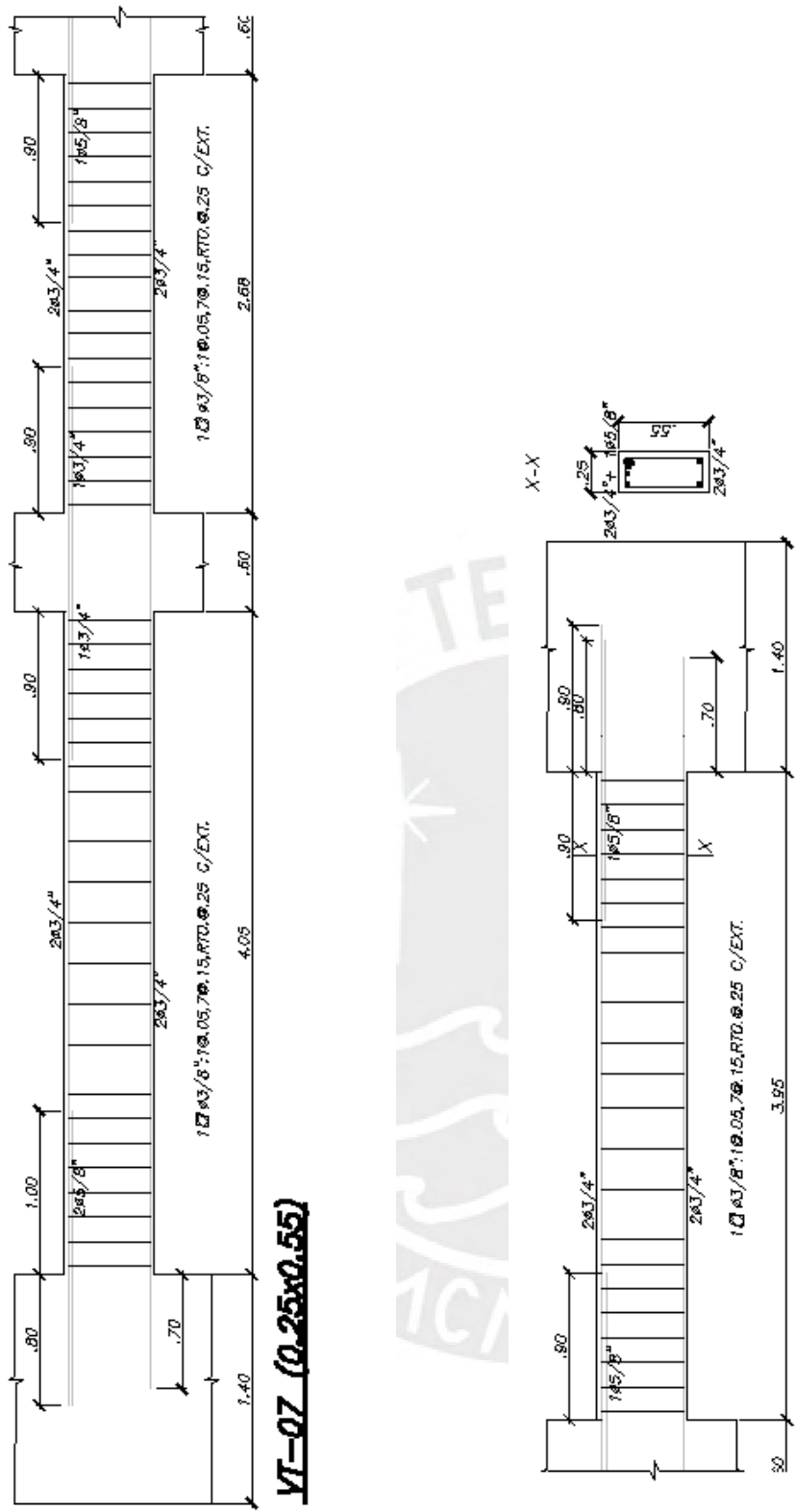


Figura 7-13. Esquema del armado de la viga VT-07

7.3. Viga VT-03 (25x55) – Eje 3

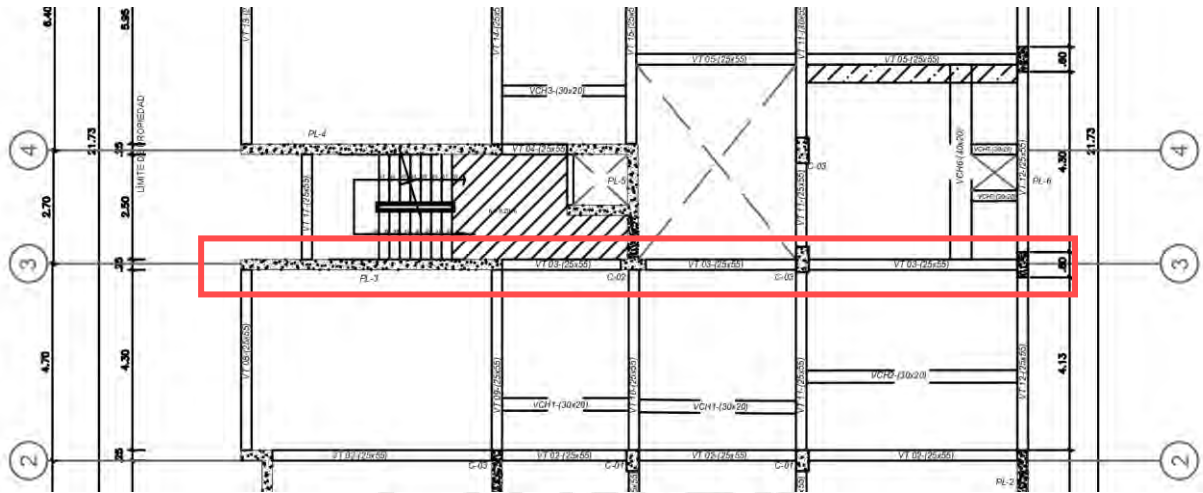


Figura 7-14. Ubicación de la viga VT-03

**Metrado de cargas**

Tramo	CM (tn/m <sup>2</sup> )	CV (tn/m <sup>2</sup> )
Tramo 1	1.080	0.300
Tramo 2	0.355	0.050
Tramo 3	1.550	0.515

Tabla 7-7. Metrado de cargas para la viga VT-03

Se procede a crear las diferentes combinaciones de carga con las cargas de gravedad obtenidas y las de sismo para generar la envolvente con los Mu a la cara con los que se diseñarán las vigas:

**Diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes**

CM:

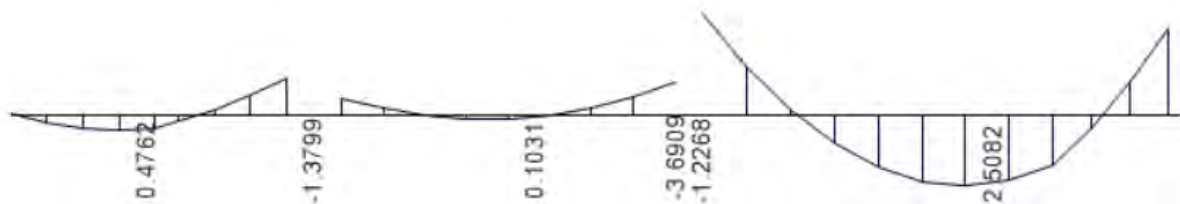


Figura 7-15. Momento flector debido a carga muerta

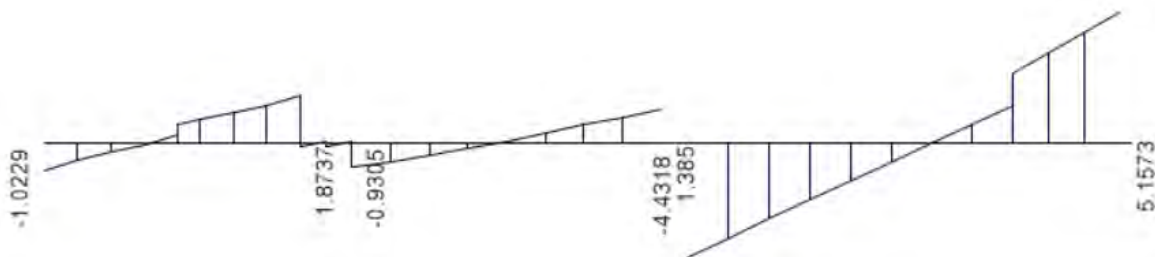


Figura 7-16. Fuerza cortante debido a carga muerta

CV:

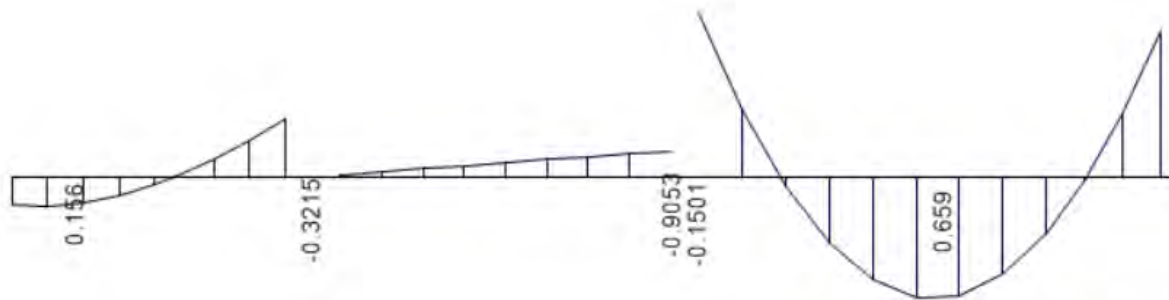


Figura 7-17. Momento flector debido a carga viva



Figura 7-18. Fuerza cortante debido a carga viva

SIS-X:

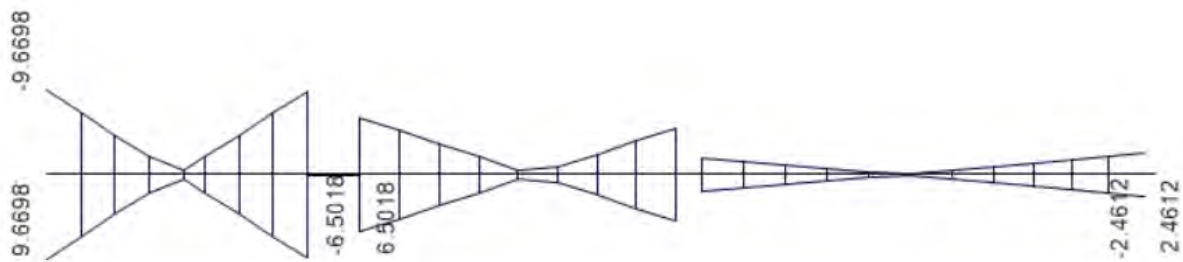


Figura 7-19. Momento flector debido a carga de sismo en dirección X

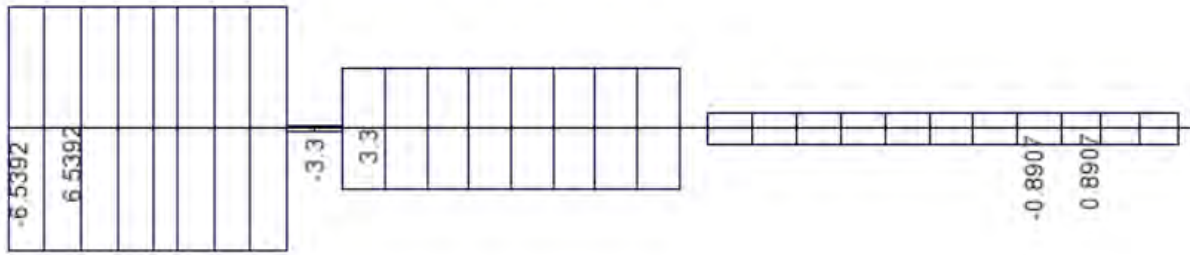


Figura 7-20. Fuerza cortante debido a carga de sismo en dirección X

**SIS-Y:**

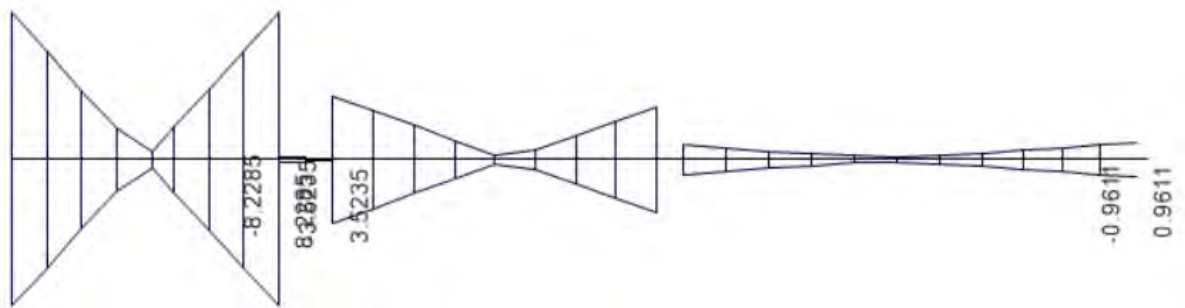


Figura 7-21. Momento flector debido a carga de sismo en dirección Y

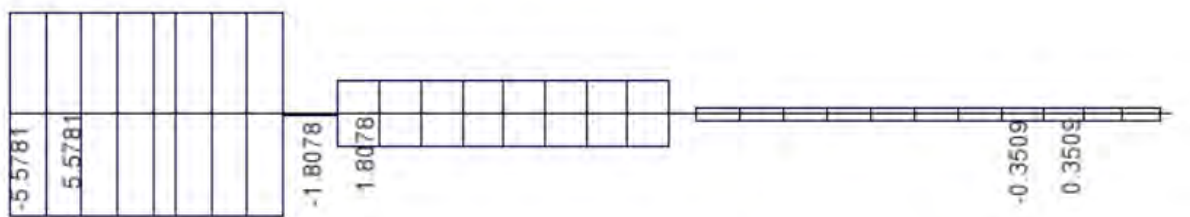


Figura 7-22. Fuerza cortante debido a carga de sismo en dirección Y

**ENVOLVENTE:**

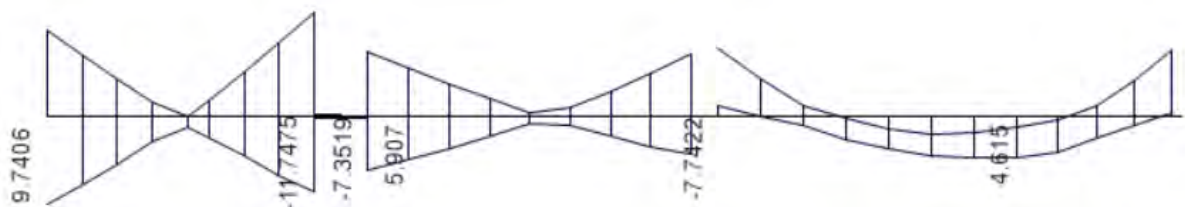


Figura 7-23. Momento flector obtenido de la envolvente

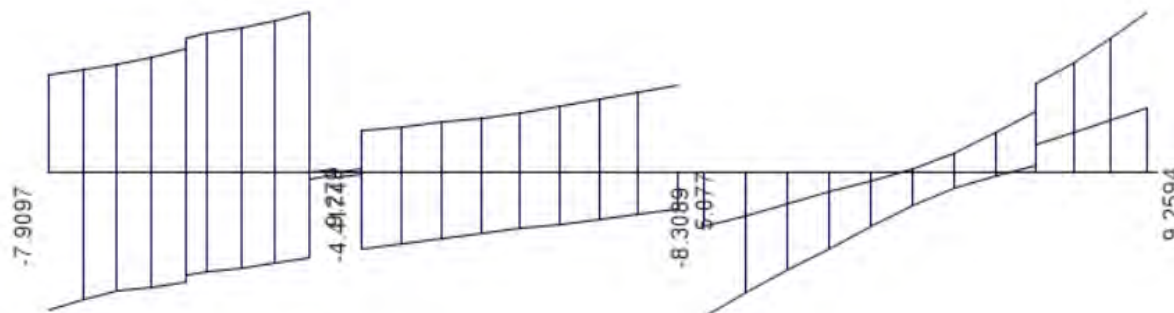


Figura 7-24. Fuerza cortante obtenida de la envolvente

### Diseño por flexión:

As+max = As-max (cm <sup>2</sup> )	19.50
As+min = As-min (cm <sup>2</sup> )	3.00

Tabla 7-8. Cuadro de cantidades máximas y mínimas de refuerzo para la sección 25x55

	Mu- (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
Tramo 1	9.75	5.56	2Ø5/8"+1Ø3/4"
	11.75	6.79	2Ø5/8"+1Ø3/4"
	Mu+ (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
	9.74	5.56	2Ø5/8"+1Ø5/8"
	8.38	4.74	2Ø5/8"+1Ø5/8"

Tabla 7-9. Análisis para el tramo 1

	Mu- (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
Tramo 2	7.36	4.14	2Ø5/8"+1Ø3/4"
	7.03	3.94	2Ø5/8"+1Ø5/8"
	Mu+ (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
	5.9	3.29	2Ø5/8"+1Ø5/8"
	4.21	2.32	2Ø5/8"

Tabla 7-10. Análisis para el tramo 2

	Mu- (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
Tramo 3	7.74	4.36	2Ø5/8"+1Ø5/8"
	7.45	4.19	2Ø5/8"
	Mu+ (tn.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
	4.6	2.55	2Ø5/8"

Tabla 7-11. Análisis para el tramo 3

Se usarán 2Ø5/8" como fierro corrido (superior e inferior) y bastones de Ø3/4" y Ø5/8" donde se necesiten.

### Diseño por corte

Puesto que el diseño por capacidad domina el diseño por corte, se procederá a calcular el valor de  $V_{uc}$  con los momentos instalados que se pueden observar en la tabla 7-20. Se seguirán las indicaciones que brinda el capítulo 21 de la Norma Técnica E.060 para la zona de confinamiento y el espaciamiento mínimo de los estribos.

Tramo	$L_n$	$(M_{ni-} + M_{nd+}) / L_n$	$(M_{ni+} + M_{nd-}) / L_n$	$(W_u * L_n) / 2$	$V_u$ (tn)	$1.25(C_m + C_v) + 2.5V_s$ (tn)	$V_{max}$ (tn)
Tramo 1	2.83	7.88	7.88	2.74	10.62	19.09	9.28
Tramo 2	3.60	5.27	5.82	1.77	7.59	10.00	5.10
Tramo 3	5.00	3.52	2.85	7.95	11.47	10.17	9.26

Tabla 7-12. Cálculo del  $V_{uc}$  para la viga VT-07

La norma establece que debe tomar el menor valor  $2.5V_u$  y la asociada a los momentos nominales instalados. Por ello, se toman los  $V_{uc}$  calculados en la tabla 7-23 para los tramos 1 y 2 y  $2.5V_s$  para el tramo 3. Con este valor se proceden a hacer los cálculos para los estribos.

La zona de confinamiento debe ser el doble del peralte de la viga:  $2(h) = 2*(55) = 110$  cm.

Por otra parte, por normativa, el espaciamiento para los estribos dentro de la zona de confinamiento debe ser menor a:

- $d/4 = 49/4 = 13$  cm
- 8 veces Ø barra longitudinal =  $8 * 5/8 * 2.54 = 13$  cm
- 24 veces Ø de estribos =  $24 * 3/8 * 2.54 = 22.86$  cm
- 30 cm

Tramo 1:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 49 = 9.41 \text{ tn}$$

$$V_{smax} = 2.1\sqrt{f'c} * 25 * 49 = 37.28 \text{ tn}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{10.62}{0.85} - 9.41 = 3.10 \text{ tn}$$

$$S = \frac{A_{sv} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 49}{3100} = 94 \text{ cm}$$

Teniendo en cuentas las consideraciones anteriores, se tendrá una separación de 10 cm para la zona de confinamiento. Además, fuera de la zona de confinamiento, la separación no puede ser mayor a  $d/2 = 24.5$  cm; por ello, la separación será de 25 cm. Se tendría:

*Estribos Ø3/8'', 1 @ .05, 10 @ .10, RTO. @ .25 m*

Tramo 2:

$$V_u = 7.59 < \phi V_c = 8.00 \text{ tn}$$

*Estribos Ø3/8'', 1 @ .05, 7 @ .15, RTO. @ .25 m*

Tramo 3:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{11.47}{0.85} - 9.41 = 4.10 \text{ tn}$$

$$S = \frac{A_{sv} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 49}{4100} = 71 \text{ cm}$$

*Estribos Ø3/8'', 1 @ .05, 7 @ .15, RTO. @ .25 m*

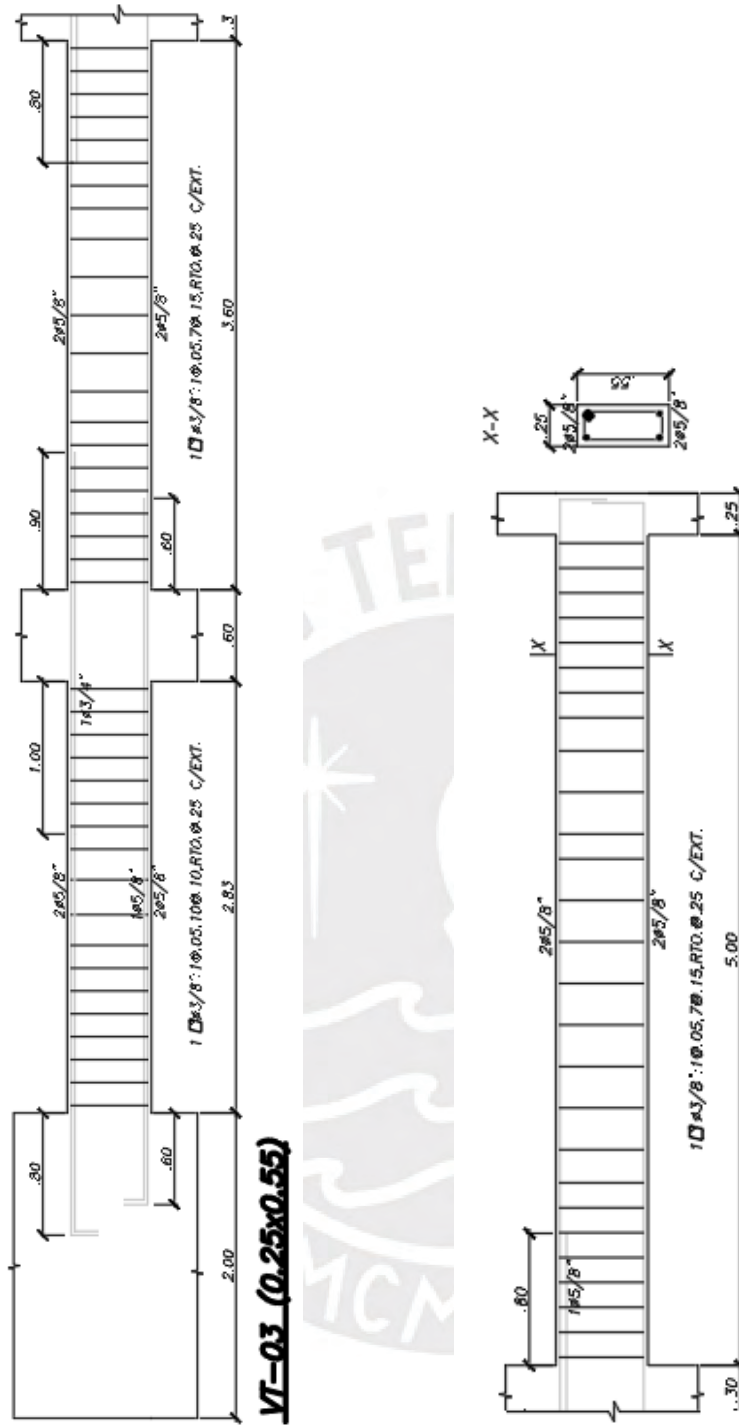


Figura 7-25 Esquema de armado de la viga VT-03

## CAPÍTULO VIII

### DISEÑO DE COLUMNAS

En este capítulo se presentará el diseño por flexo-compresión y por cortante de algunas columnas representativas. La metodología para el análisis y diseño consiste en proporcionar una cuantía mayor a la mínima (1%), con el que se armará un diagrama de interacción. Seguidamente, se verificará si las solicitaciones están dentro de este diagrama; de no ser así, se irá aumentando la cuantía sin exceder el máximo (6%), se recomienda no superar el 4 % para evitar la congestión de refuerzos. Sin embargo, si el diseño se encuentra muy holgado, se procederá a reducir la cuantía hasta optimizar el diseño. Por último, se procederá a realizar el diseño por fuerza cortante siguiendo las consideraciones estipuladas en el capítulo 21 de la Norma Técnica E.030.

#### 8.1. Columna C-04 (Ejes A-5):

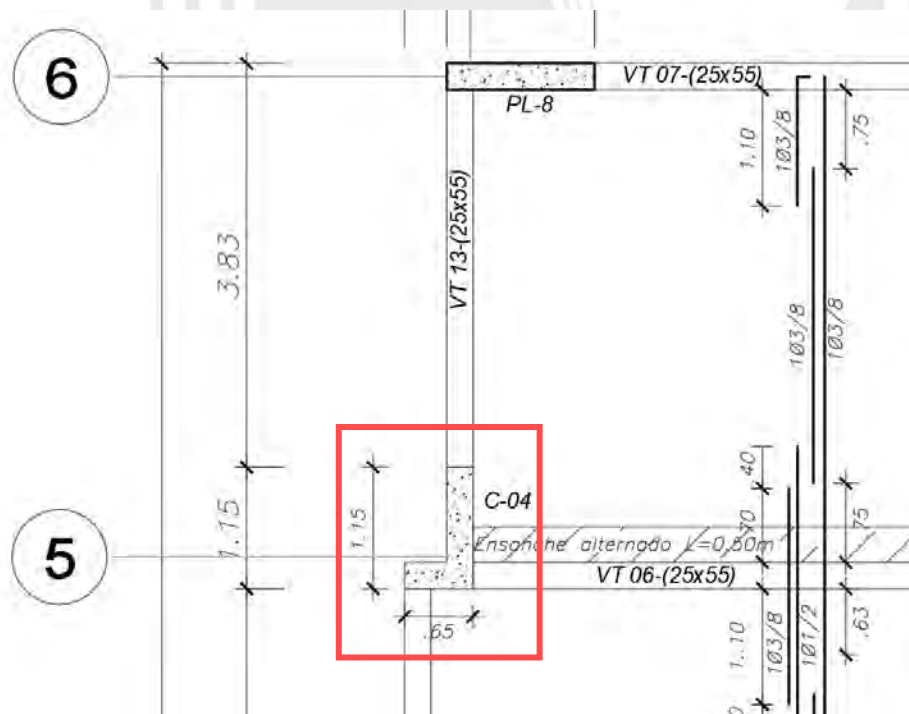


Figura 8-1. Ubicación de la columna entre los Ejes A y 5

**Metrado:**

	Pm	Pv	Pm+Pv
Piso 6	10.93	1.73	12.66
Piso 5	10.93	3.46	14.39
Piso 4	10.93	3.46	14.39
Piso 3	10.93	3.46	14.39
Piso 2	10.93	3.46	14.39
Piso 1	12.19	3.46	15.66
TOTAL	67.00	19.00	86.00

Tabla 8-1. Metrado manual de la columna C-04

**Diagramas de fuerza axial**

SIS-X:

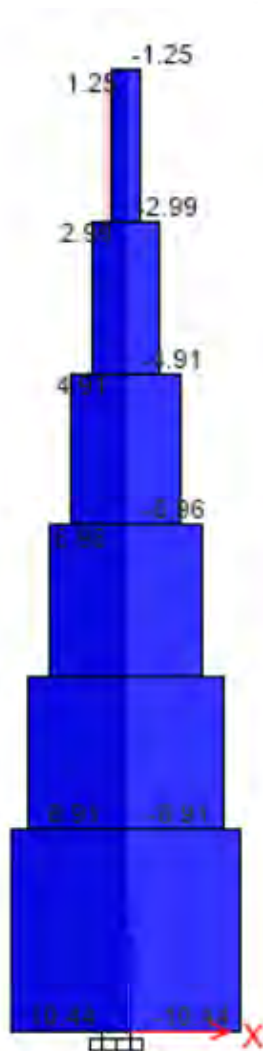


Figura 8-2. Fuerza axial por sismo en dirección X

SIS-Y:

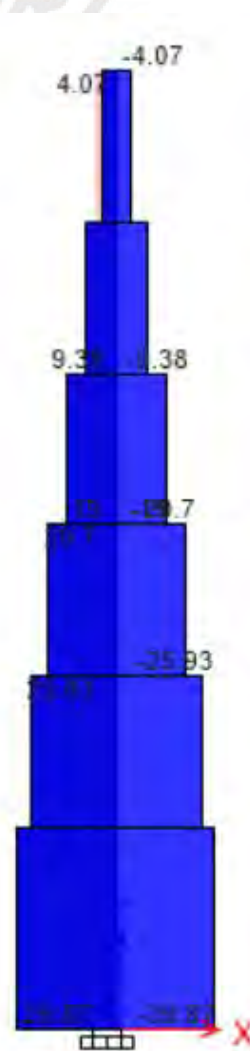


Figura 8-3. Fuerza axial por sismo en dirección Y

### Análisis por flexo-compresión

Se calcula la cuantía mínima, máxima (se tomará 4 %) y la cuantía instalada:

A (cm <sup>2</sup> )	3875
$\rho_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	38.75
$\rho_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	155
$\varnothing_{instalado}$	10 $\varnothing$ 3/4"+6 $\varnothing$ 5/8"
$\rho$	1.04

Tabla 8-2. Datos de armado de la columna C-04

Análisis para dirección X-X:

Se tienen las siguientes combinaciones de carga:

		P	M3	M2
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	120.51	0.93	1.56
	1.25CM+1.25CV+SX	113.69	8.23	13.38
	1.25CM+1.25CV-SX	92.81	-6.59	-10.74
	0.9CM+SX	70.18	7.96	12.77
	0.9CM-SX	49.30	-6.86	-11.35
		113.69	-8.23	-13.38
		92.81	6.59	10.74
		70.18	-7.96	-12.77
		49.30	6.86	11.35

Tabla 8-3. Combinaciones de carga para sismo en dirección X

Ya que el sismo genera compresiones y tracciones, se repiten las combinaciones en las que hay sismo, pero con el signo negativo para poder abarcar cualquier escenario.

Con la distribución de refuerzo que se planteó se procede a armar el diagrama de interacción.

Se hará un análisis biaxial y por ello se tendrá 2 diagramas, considerando que la dirección 2-2 es la sección larga de la columna y la dirección 3-3 corta:

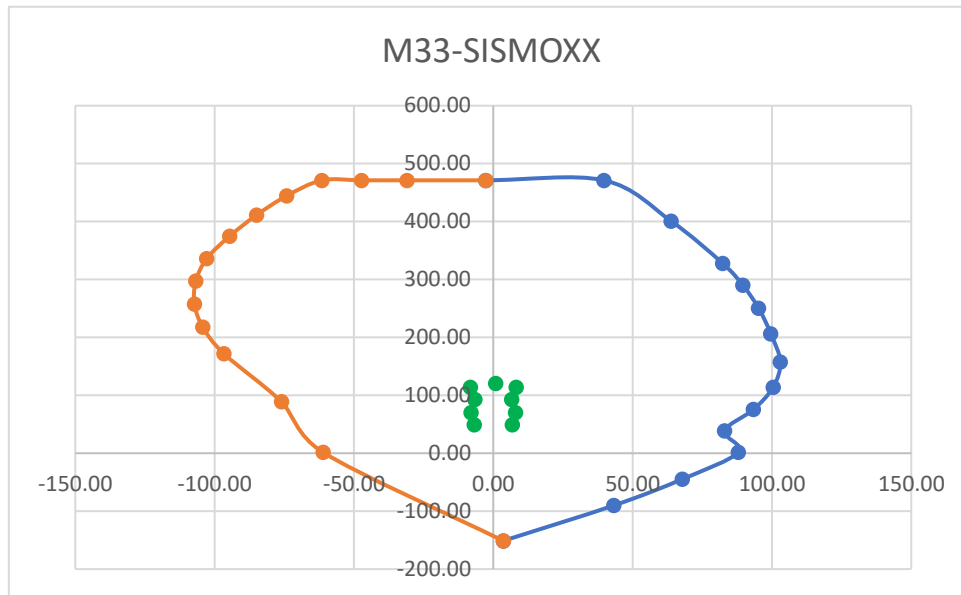


Figura 8-4. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección X.

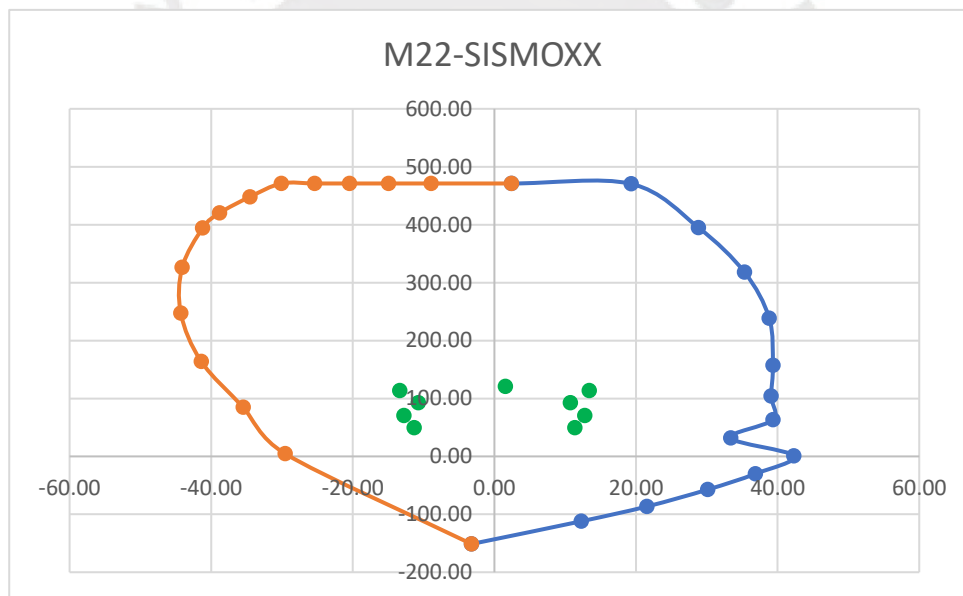


Figura 8-5. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección X.

Se puede verificar que para el sismo en dirección X todas las combinaciones de carga caen dentro del diagrama.

Análisis para dirección Y-Y:

Se tienen las siguientes combinaciones de carga:

		P	M2	M3
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	120.51	0.93	1.56
	1.25CM+1.25CV+SY	133.12	15.36	53.25
	1.25CM+1.25CV-SY	73.38	-13.72	-50.61
	0.9CM+SY	89.61	15.09	52.64
	0.9CM-SY	29.87	-13.99	-51.22
		133.12	-15.36	-53.25
		73.38	13.72	50.61
		89.61	-15.09	-52.64
		29.87	13.99	51.22

Tabla 8-4. Combinaciones de carga para sismo en dirección Y.

Diagramas de interacción:

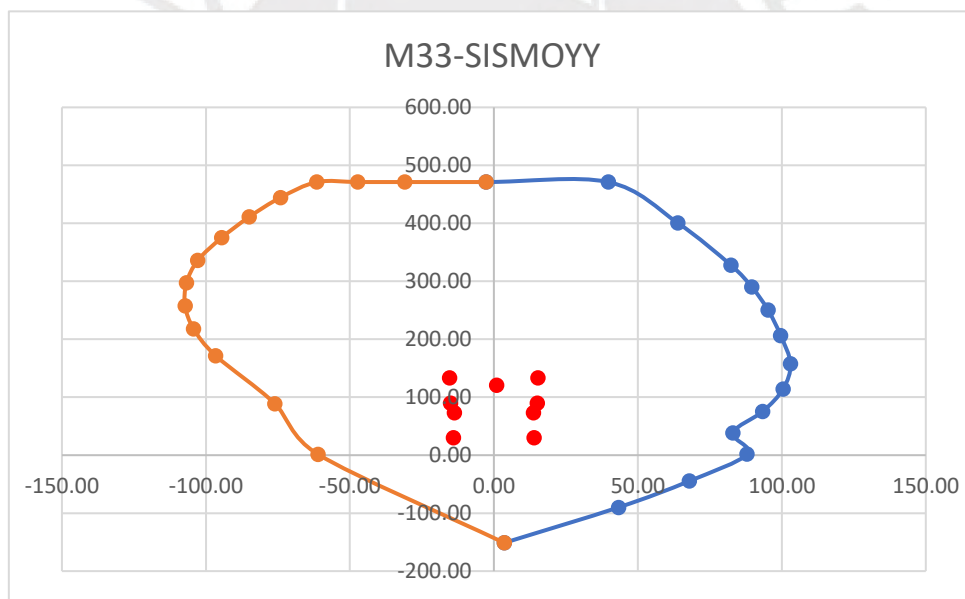


Figura 8-6. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección Y

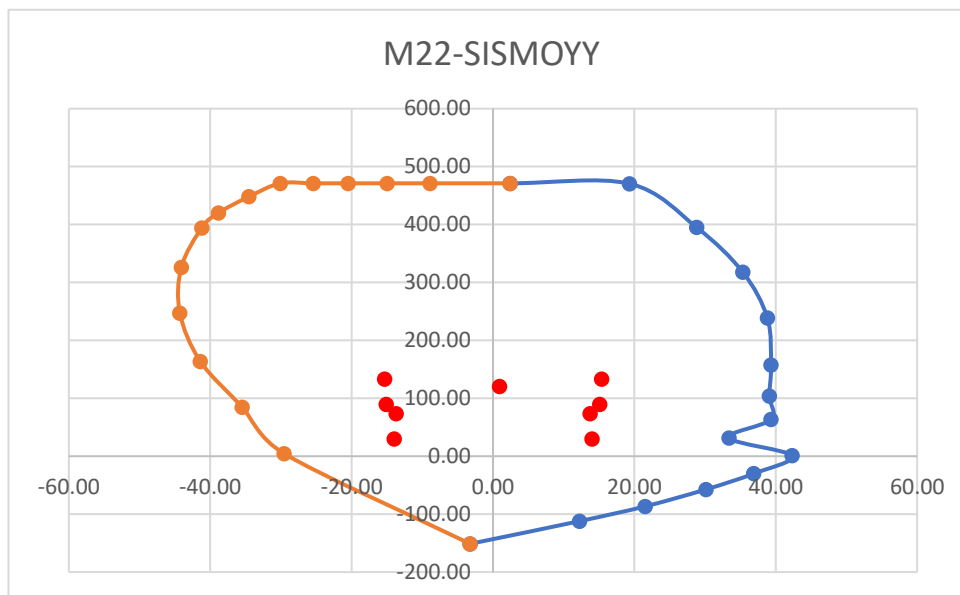


Figura 8-7. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección Y

Se puede verificar que para el sismo en dirección X todas las combinaciones de carga caen dentro del diagrama.

Finalmente, se puede verificar que las combinaciones de carga, para ambas direcciones, se encuentran dentro de los diagramas de interacción de una forma holgada. Se mantendrá la distribución de 20 Ø5/8", ya que es la cuantía mínima para la columna analizada.

### Diseño por corte:

Para la dirección X:

El diseño por corte se hará por capacidad. Para ello, se usará el menor valor de:

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{H_n} = 37.50 \text{ tn}$$

$$V_u = 1.25(CM + CV) + 2.5sismo = 6.82 \text{ tn}$$

$$\Rightarrow V_u = 6.82 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{120510}{140 * 3875}\right) * 59 * 25 = 11.77 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Para la dirección Y:

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{H_n} = 92 \text{ tn}$$

$$V_u = 1.25(CM + CV) + 2.5sismo = 33.54 \text{ tn}$$

$$\Rightarrow V_u = 33.54 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{133120}{140 * 3875}\right) * 25 * 109 = 21.74 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Por lo tanto, para la distribución de estribos se tendrá en consideración lo estipulado en el capítulo 21 de la Norma Técnica E.060.

Para la zona de confinamiento, se debe tomar el mayor valor de:

Longitud de confinamiento	
Hc/6 (m)	0.50
Max(A,B) (m)	0.65
L.min conf. (m)	0.50

Tabla 8-5. Criterios para la longitud de confinamiento en la columna

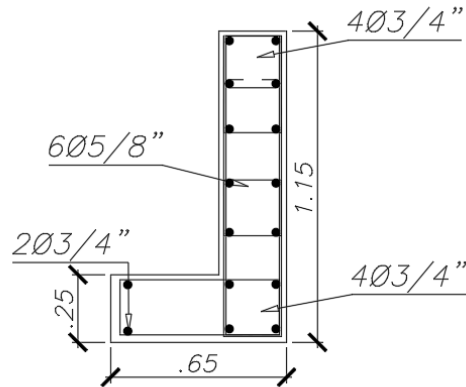
Por la geometría en “L” de la columna, como criterio para la longitud de confinamiento, se tomará el lado menor de 0.65 m; puesto que, 1.15 m es excesivo.

Para el espaciamiento, se debe tomar el menor valor de:

Espaciamiento en la zona de conf.	
8db (m)	0.15
b/2 (m)	0.15
Lmin (m)	0.10

Tabla 8-6. Criterios para el espaciamiento de estribos en la columna

Por lo tanto, se usarán 4 estribos y 2 ganchos de  $\text{Ø}3/8''$ : 7 @ 0.10, Rto. @ .20 para cada extremo.



$10\text{Ø}3/4'' + 6\text{Ø}5/8''$   
 $4\text{Ø} + 2\text{CØ}3/8''$ : 1@.05, 6@.10, Rto@.20  
 (Desde cada Extremo)

Figura 8-8. Esquema de armado de la columna C-04

8.2. Columna B-05 (Ejes B-5):

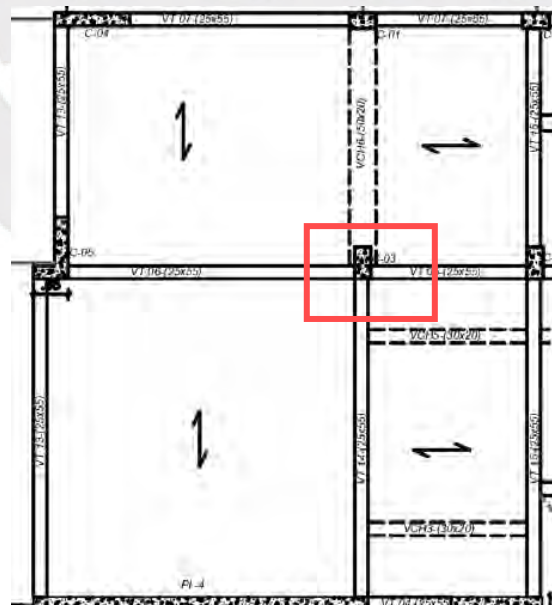


Figura 8-9. Ubicación de la columna entre los Ejes B y 5

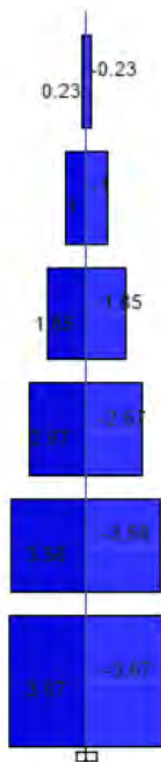
**Metrado:**

	Pm	Pv	Pm+Pv
Piso 6	12.69	2.29	14.98
Piso 5	16.92	4.59	21.51
Piso 4	16.92	4.59	21.51
Piso 3	16.92	4.59	21.51
Piso 2	16.92	4.59	21.51
Piso 1	17.31	4.59	21.90
TOTAL	98.00	26.00	124

Tabla 8-7. Metrado de la columna C-01

**Diagramas de fuerza axial**

SIS-X:



SIS-Y:

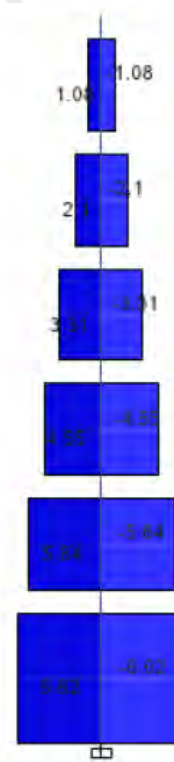


Figura 8-10. Fuerza axial por sismo en dirección X

Figura 8-11. Fuerza axial por sismo en dirección Y

**Análisis por flexo-compresión (Columna 30x60 cm)**

Se calcula la cuantía mínima, la máxima (se tomará 4 %) y la cuantía instalada:

A (cm <sup>2</sup> )	1800
$\rho_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	18
$\rho_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	72
$\emptyset$ instalado	6 $\emptyset$ 3/4"+4 $\emptyset$ 5/8"
P	1.40

Tabla 8-8. Datos de armado de la columna C-03

## Análisis para dirección X-X

Se tienen las siguientes combinaciones de carga:

		P	M2	M3
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	182.81	-0.64	1.89
	1.25CM+1.25CV+SX	159.59	0.70	2.31
	1.25CM+1.25CV-SX	152.26	-1.78	0.93
	0.9CM+SX	91.40	0.94	1.63
	0.9CM-SX	84.07	-1.54	0.24
		159.59	-0.70	-2.31
		152.26	1.78	-0.93
		91.40	-0.94	-1.63
		84.07	1.54	-0.24

Tabla 8-9. Combinaciones de carga para sismo en dirección X

Ya que el sismo genera compresiones y tracciones, se repiten las combinaciones en las que hay sismo, pero con el signo negativo para poder abarcar cualquier escenario. Con la distribución de refuerzo que se planteó, se procede a armar el diagrama de interacción. Se hará un análisis biaxial y por ello se tendrá 2 diagramas, considerando que la dirección 2-2 es la sección larga de la columna y la dirección 3-3 corta:

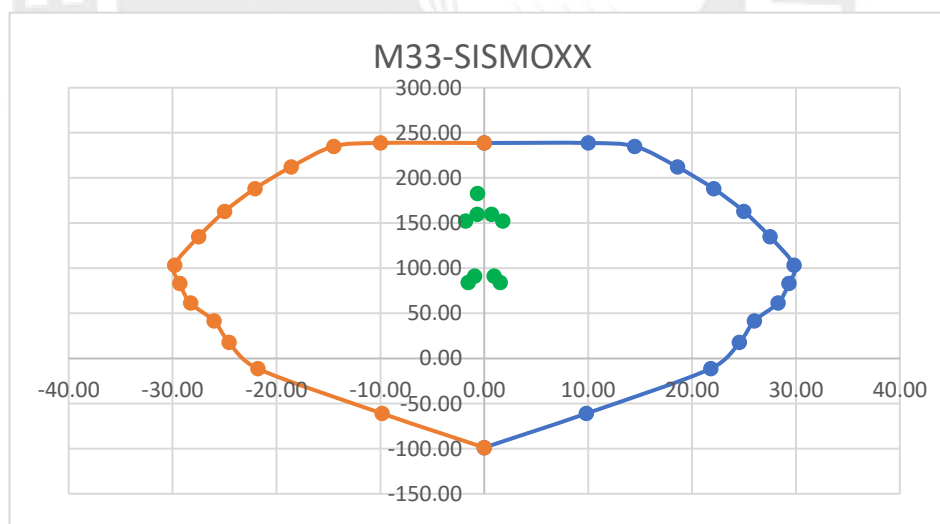


Figura 8-12. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección X

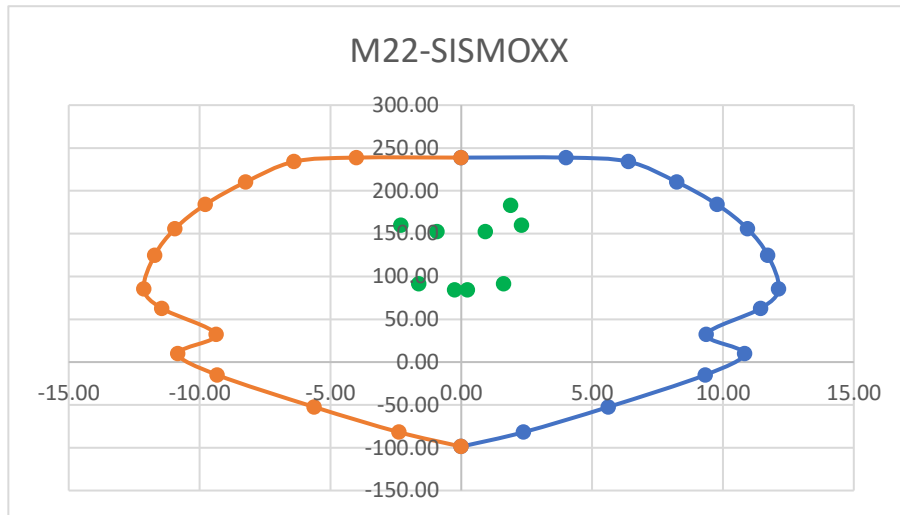


Figura 8-13. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección X

Se puede verificar que para el sismo en dirección X todas las combinaciones de carga caen dentro del diagrama.

Análisis para dirección Y-Y:

Se tienen las siguientes combinaciones de carga:

	P	M2	M3	
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	182.81	-0.64	1.89
	1.25CM+1.25CV+SY	162.54	0.70	5.50
	1.25CM+1.25CV-SY	149.30	-1.79	-2.26
	0.9CM+SY	94.36	0.94	4.82
	0.9CM-SY	81.11	-1.55	-2.95
	162.54	-0.70	-5.50	
	149.30	1.79	2.26	
	94.36	-0.94	-4.82	
	81.11	1.55	2.95	

Tabla 8-10. Combinaciones de carga para sismo en dirección Y

Diagramas de interacción:

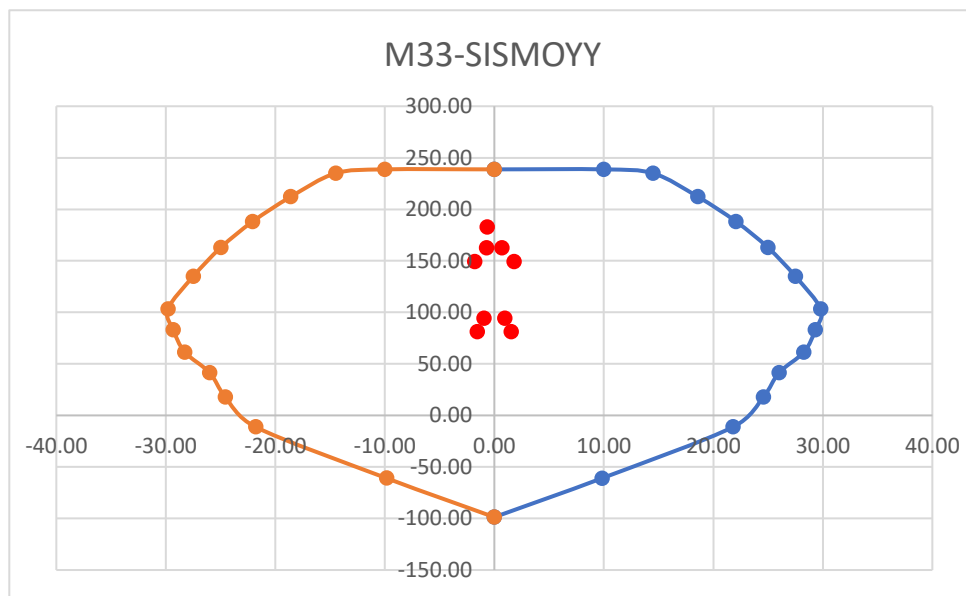


Figura 8-14. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección Y

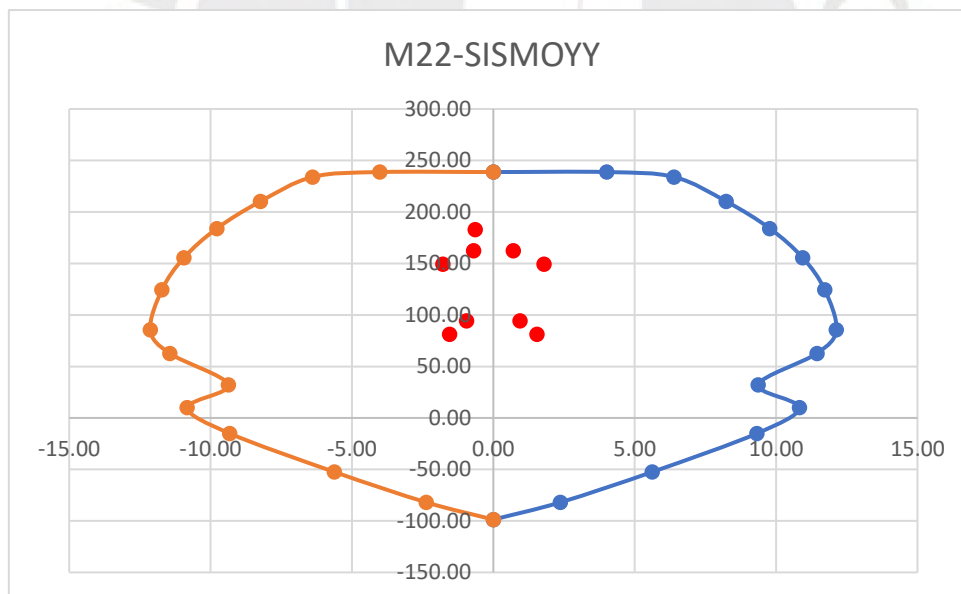


Figura 8-15. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección Y

Se puede verificar que para el sismo en dirección X todas las combinaciones de carga caen dentro del diagrama.

Finalmente, se puede observar que el diseño resulta holgado para las solicitaciones; sin embargo, al ser la cuantía mínima, no se puede reducir más el refuerzo.

### Diseño por corte:

Para la dirección X:

El diseño por corte se hará por capacidad. Para ello, se usará el menor valor de:

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{H_n} = 11.33 \text{ tn}$$

$$V_u = 1.25(CM + CV) + 2.5 \text{ sismo} = 2.28 \text{ tn}$$

$$\Rightarrow V_u = 2.28 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{182809}{140 * 30 * 60}\right) * 24 * 60 = 16.22 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Para la dirección Y:

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{H_n} = 27.67 \text{ tn}$$

$$V_u = 1.25(CM + CV) + 2.5 \text{ sismo} = 4.12 \text{ tn}$$

$$\Rightarrow V_u = 4.12 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{182809}{140 * 30 * 60}\right) * 30 * 54 = 18.25 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Por lo tanto, para la distribución de estribos se tendrá en consideración lo estipulado en el capítulo 21 de la Norma Técnica E.060.

Para la zona de confinamiento, se debe tomar el mayor valor de:

Longitud de confinamiento	
Hc/6 (m)	0.5
Max(A,B) (m)	0.6
L.min conf. (m)	0.5

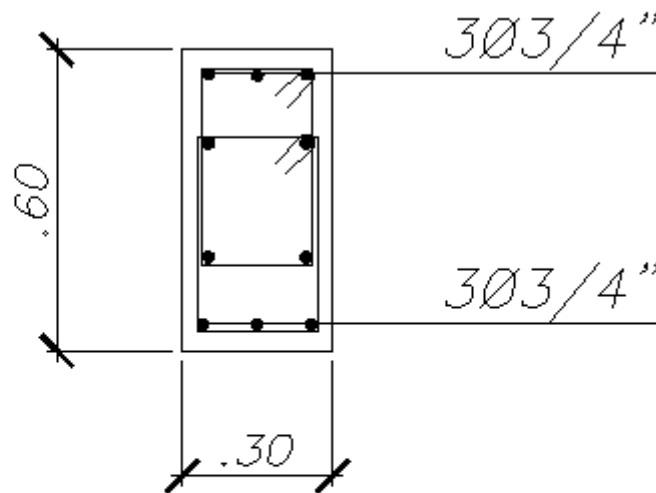
Tabla 8-11. Criterios para la longitud de confinamiento en la columna.

Para el espaciamiento, se debe tomar el menor valor de:

Espaciamiento en la zona de conf.	
8db (cm)	13
b/2 (cm)	15
Lmin (cm)	10

Tabla 8-12. Criterios para el espaciamiento de estribos de la columna

Por lo tanto, se usarán estribos dobles  $\emptyset 3/8''$ : 6 @ 0.10, RTO. @ .20 para cada extremo.



$6\emptyset 3/4'' + 4\emptyset 5/8''$   
 $2 \square \emptyset 3/8''$ : 1@.05, 6@.10, Rto@.20  
 (Desde cada Extremo)

Figura 8-16. Esquema de armado de la columna C-03

## CAPÍTULO IX

### DISEÑO DE PLACAS

Estos elementos estructurales (al igual que las columnas) son diseñados por flexocompresión y cortante por capacidad. Por un lado, la flexocompresión será controlada principalmente por los núcleos confinados y para ello se usarán diagramas de interacción para verificar que las solicitaciones estén dentro de estos. Por otra parte, los refuerzos en el alma (horizontales y verticales) controlarán la fuerza cortante y para ello se usarán mallas en dos caras debido a que los espesores de las placas son de 25 cm. Para ambos casos, el diseño seguirá lo estipulado en los capítulos 11 y 21 de la Norma Técnica E.060 (2009). A continuación, se mostrará el diseño de dos placas.

#### 9.1. Placa PL-1 (eje A).

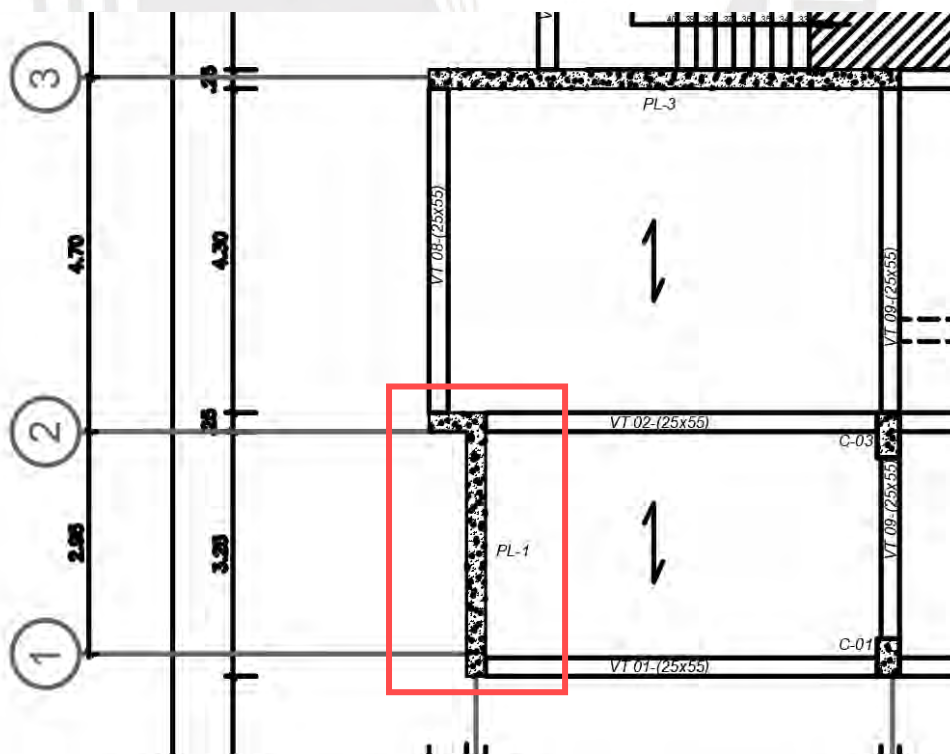


Figura 9-1. Ubicación de la placa en el eje A

### Metrado: (servicio)

	Pm	Pv	Pm+Pv
Piso 6	15.48	1.64	17.12
Piso 5	15.48	3.29	18.77
Piso 4	15.48	3.29	18.77
Piso 3	15.48	3.29	18.77
Piso 2	15.48	3.29	18.77
Piso 1	16.20	3.29	19.49
TOTAL	94.00	18.00	112.00

Tabla 9-1. Medrado manual de la placa PL-1

### Diagrama de fuerza axial:

SIS-X:

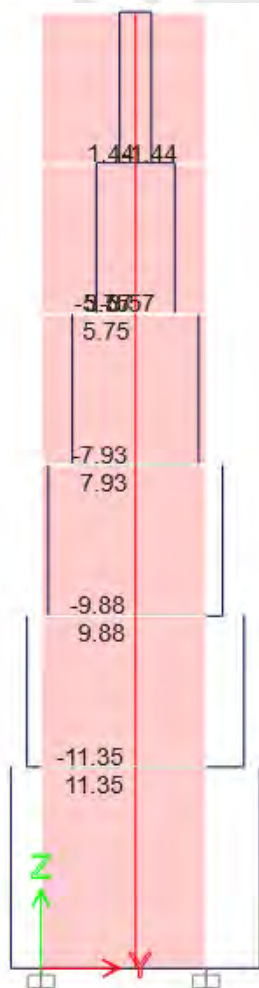


Figura 9-2. Fuerza axial por sismo en dirección X

SIS-Y:

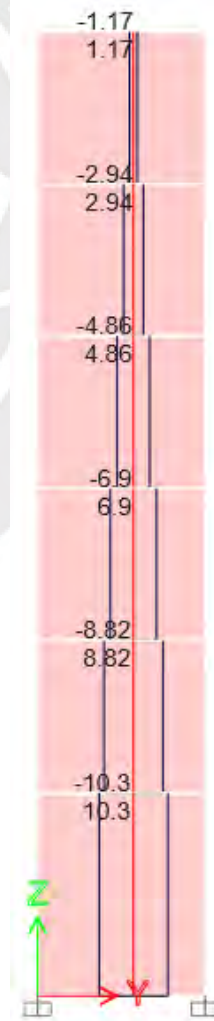


Figura 9-3. Fuerza axial por sismo en dirección Y

## Envolvente de momento flector y fuerza cortante

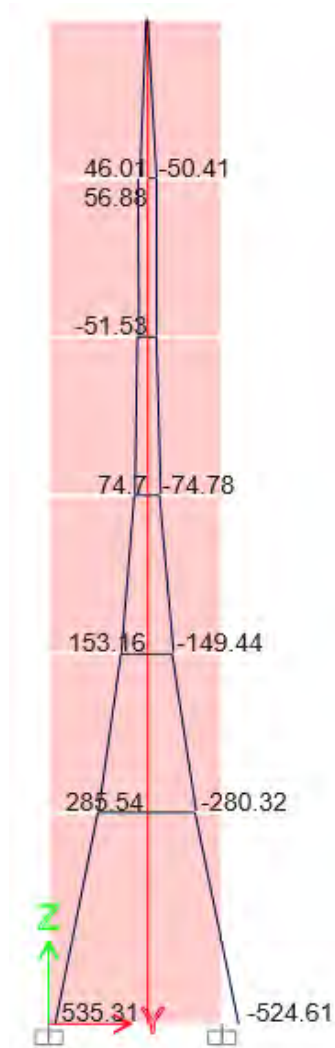


Figura 9-4. Momento flector de la envolvente

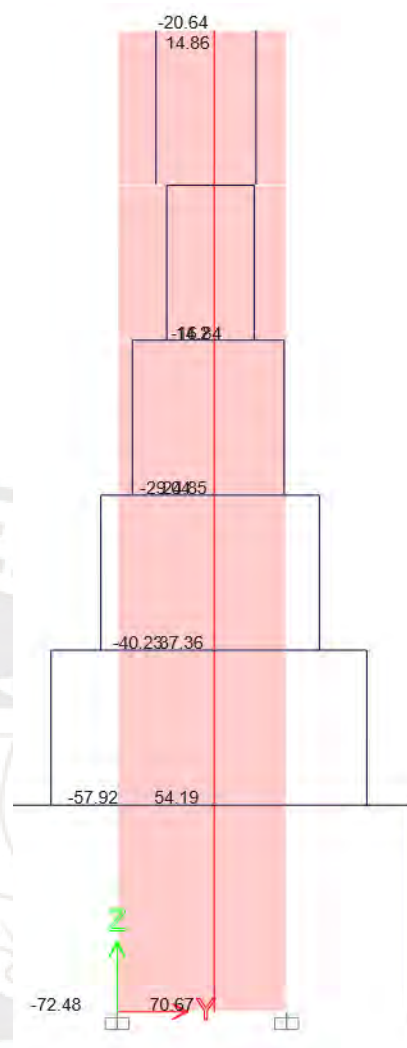


Figura 9-5. Fuerza cortante de la envolvente

### Análisis por flexo-compresión

Se arman los núcleos de confinamiento sin exceder la cuantía de 4 % para evitar la congestión de refuerzo. Para los diagramas de interacción, luego de varios tanteos se iniciará con la siguiente configuración de aceros en los núcleos de confinamiento:

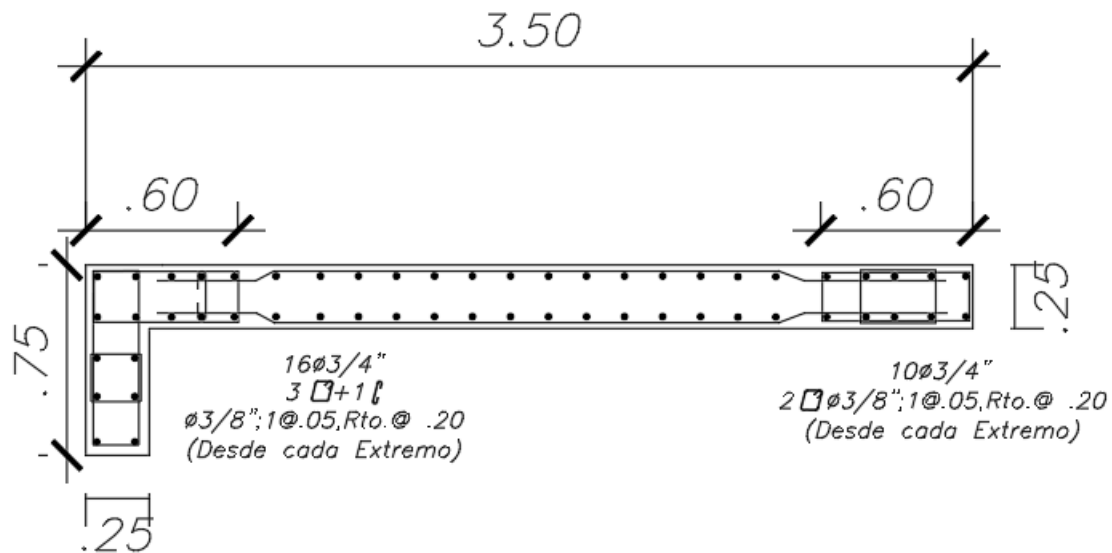


Figura 9-6. Esquema tentativo del primer armado para los diagramas de interacción

### Análisis para dirección X-X

Se tienen las siguientes combinaciones de carga:

		P	M2	M3
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	162.14	5.25	10.19
	1.25CM+1.25CV+SX	150.93	17.89	141.03
	1.25CM+1.25CV-SX	128.24	-9.05	-123.85
	0.9CM+SX	94.43	15.74	136.90
	0.9CM-SX	71.74	-11.19	-127.97
		150.93	-17.89	-141.03
		128.24	9.05	123.85
		94.43	-15.74	-136.90
		71.74	11.19	127.97

Tabla 9-2. Combinaciones de carga para sismo en dirección X

Ya que el sismo genera compresiones y tracciones, se repiten las combinaciones en las que hay sismo, pero con el signo negativo para poder abarcar cualquier escenario.

Con la distribución de refuerzo que se planteó, se procede a armar el diagrama de interacción.

Se hará un análisis biaxial y por ello se tendrá 2 diagramas, considerando que la dirección 2-2 es la sección larga de la columna y la dirección 3-3 corta:

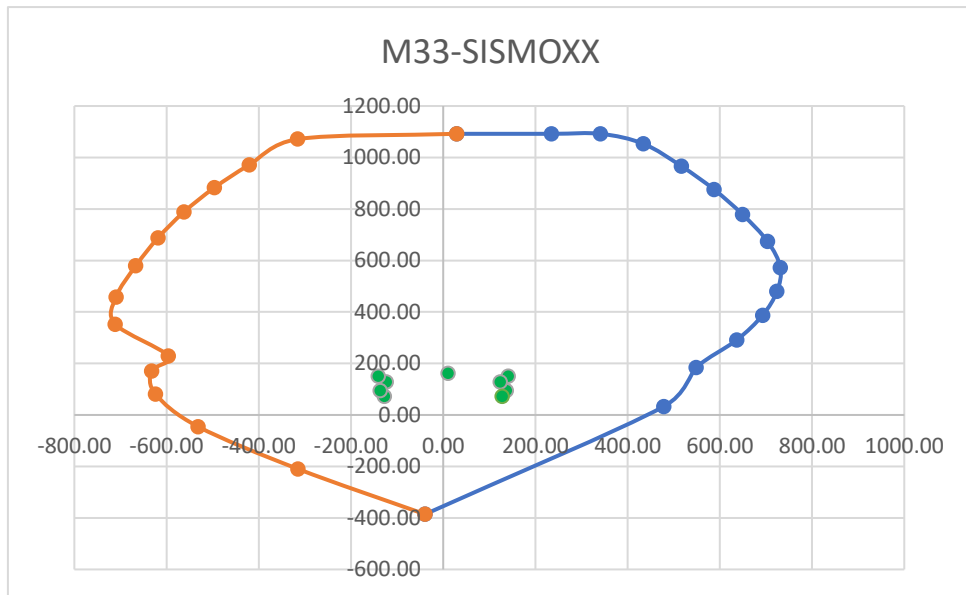


Figura 9-7. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección X

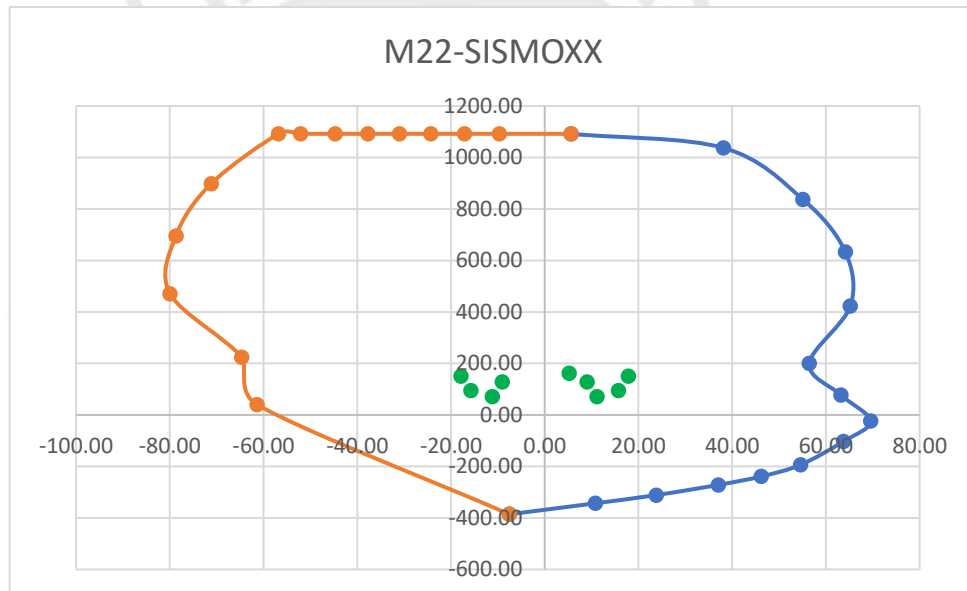


Figura 9-8. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección X

Se puede verificar que para el sismo en dirección X todas las combinaciones de carga caen dentro del diagrama.

### Análisis para dirección Y-Y

Se tienen las siguientes combinaciones de carga:

		P	M2	M3
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	162.14	5.25	10.19
	1.25CM+1.25CV+SY	149.88	36.77	536.90
	1.25CM+1.25CV-SY	129.28	-27.93	-519.72
	0.9CM+SY	93.38	34.62	532.78
	0.9CM-SY	72.79	-30.07	-523.84
		149.88	-36.77	-536.90
		129.28	27.93	519.72
		93.38	-34.62	-532.78
		72.79	30.07	523.84

Tabla 9-3. Combinaciones de carga para sismo en dirección Y

Diagramas de interacción:

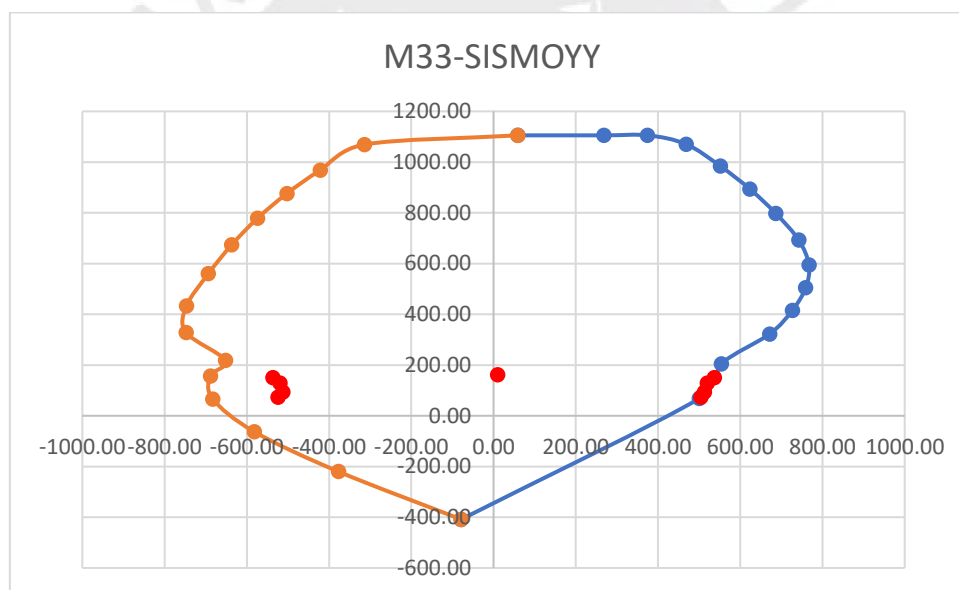


Figura 9-9. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección Y

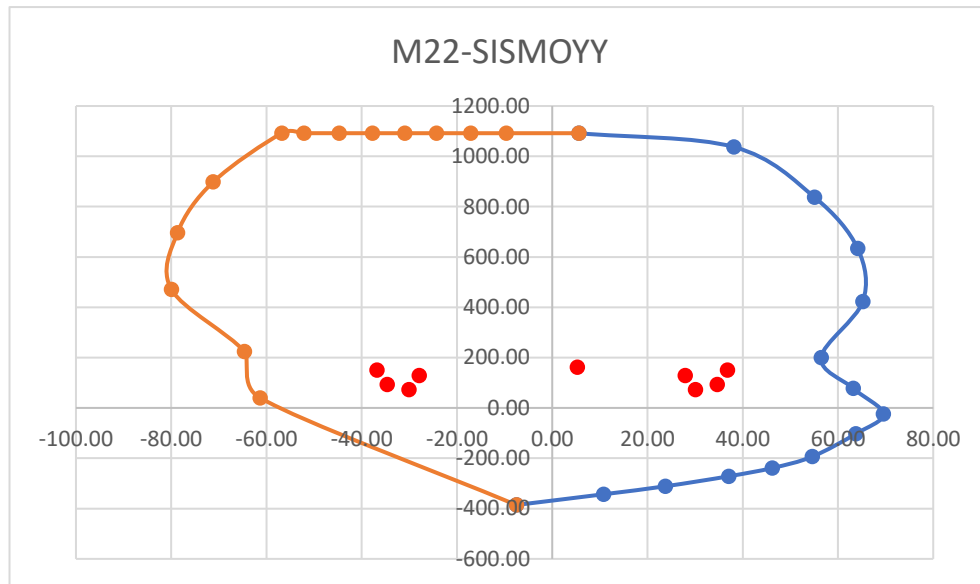


Figura 9-10. Diagrama de interacción en la dirección larga para sismo en dirección Y

Se puede verificar que para el sismo en dirección X todas las combinaciones de carga caen dentro del diagrama o en el borde de la curva, lo cual es aceptable.

Finalmente, se puede observar que el diseño resulta holgado para las solicitaciones en la dirección X-X, mientras que para la dirección Y-Y es más exacto. Los núcleos utilizados tienen una cuantía del 2.72 %, valor que resulta conveniente, pues no supera el 4 % y no se tendrían problemas constructivos.

Para los estribos en los núcleos se tomará el menor valor de:

10db (cm)	19
min(a,b) (cm)	25
Lmin conf. (cm)	25

Tabla 9-4. Criterios para determinar el estribaje en los núcleos

### Diseño por corte:

Se diseñará el corte por capacidad. La Norma Técnica E.060 da alcances sobre las cuantías mínimas horizontales ( $\rho_h$ ) y verticales ( $\rho_v$ ), relacionando la cortante última ( $V_u$ ) y la resistencia del concreto, las cuales son:

- Si  $Vu \leq 0.27\sqrt{f'c} * t * lm$  entonces  $\rho h \geq 0.0020$   
 $\rho v \geq 0.0015$
- Si  $Vu \geq 0.27\sqrt{f'c} * t * lm$  entonces

$$\rho h \geq 0.0025$$

$$\rho v \geq \left[ 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho h - 0.0025) \right] \geq 0.0025$$

A continuación, se muestran los datos para esta placa:

Hm (m)	16.5
Lm (m)	3.5
B (m)	0.25
lm (m)	3.5
Vu (tn)	71.28
Hm/Lm	4.89
$\alpha c$	0.53

Tabla 9-5. Datos para diseñar por corte

El  $\alpha$  es 0.53 porque Hm/Lm es mayor a 2, esta condición se encuentra señalada en el capítulo 11 de la Norma Técnica E.060 (2009).

La resistencia del concreto será:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 350 = 57 \text{ tn} < Vu$$

Al ser menor que la cortante última, para el cálculo de la cuantía vertical se tendrá en cuenta lo planteado anteriormente.

Se procede a calcular la cortante por capacidad:

$$Vu = Vu * \frac{Mn}{Mu} = 71.28 * \frac{790}{528.31} = 107 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{107 - 57}{0.85} = 58.80 \text{ tn}$$

$$\rho h = \frac{Vs}{fy * t * d} = \frac{58.80 * 1000}{4200 * 25 * 350} = 0.0016$$

Esta cuantía dividida en 2 mallas sería:

$$A_s = 0.0025 * 100 * 25/2 = 3.125 \text{ cm}^2$$

Refuerzo horizontal:  $\emptyset 3/8'' @ .20$

Para la cuantía vertical, se tiene:

$$v \geq [0.0025 + 0.5(2.5 - 4.89)(0.0025 - 0.0025)] = 0.0025$$

Esta cuantía dividida en 2 mallas sería:

$$A_s = 0.0025 * 100 * 25/2 = 3.125 \text{ cm}^2$$

Refuerzo vertical:  $\emptyset 3/8'' @ .20$

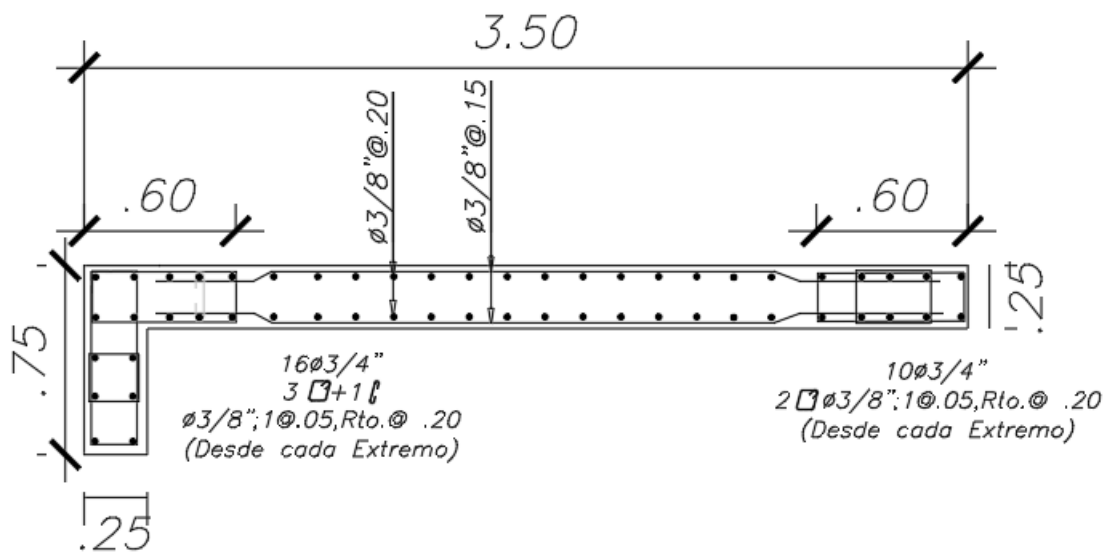


Figura 9-11. Esquema de armado de la placa PL-1

## 9.2. Placa PL-4 (eje 4)

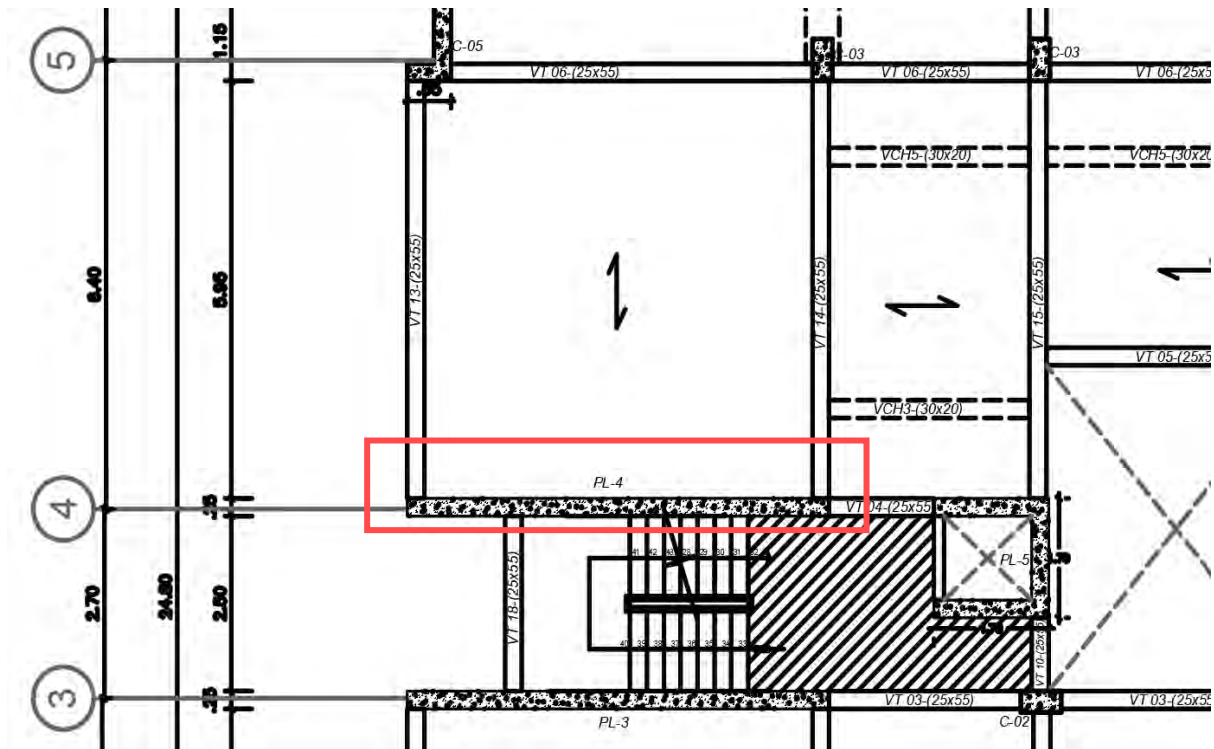


Figura 9-12. Ubicación de la placa PL-4

**Metrado: (servicio)**

PISOS	Pm	Pv	Pm+Pv
Piso 6	25.80	3.03	28.82
Piso 5	27.54	6.05	33.60
Piso 4	27.54	6.05	33.60
Piso 3	27.54	6.05	33.60
Piso 2	27.54	6.05	33.60
Piso 1	30.92	6.05	37.00
TOTAL	167.00	33.00	200.00

Tabla 9-6. Metrado de la placa PL-4

## Diagrama de fuerza axial

SIS-X:

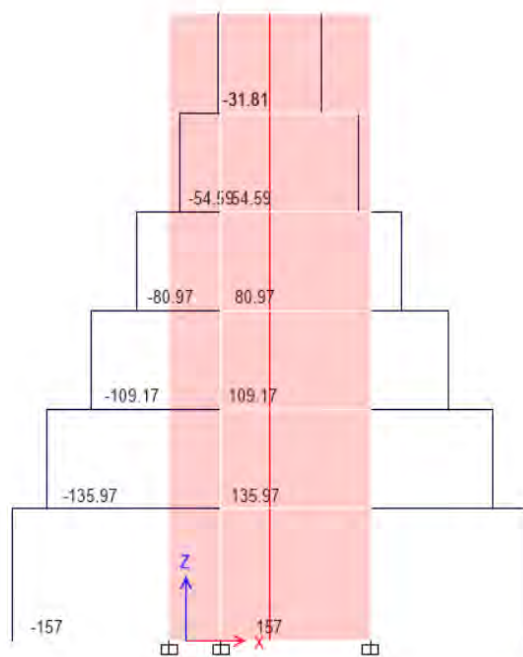


Figura 9-13. Fuerza axial por sismo en dirección X

SIS-Y:

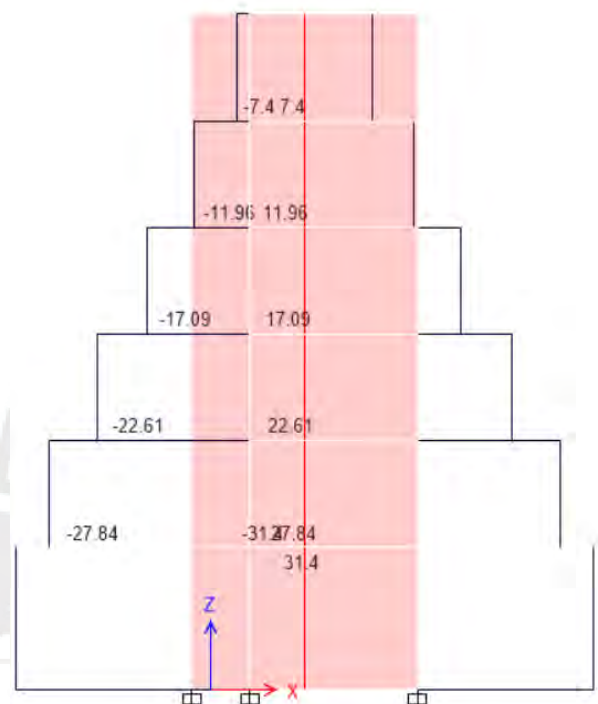


Figura 9-14. Fuerza axial por sismo en dirección Y

## Envolvente de momento flector y fuerza cortante

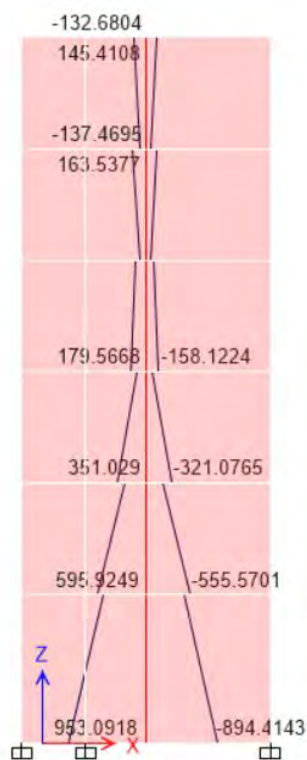


Figura 9-15. Momento flector de la envolvente

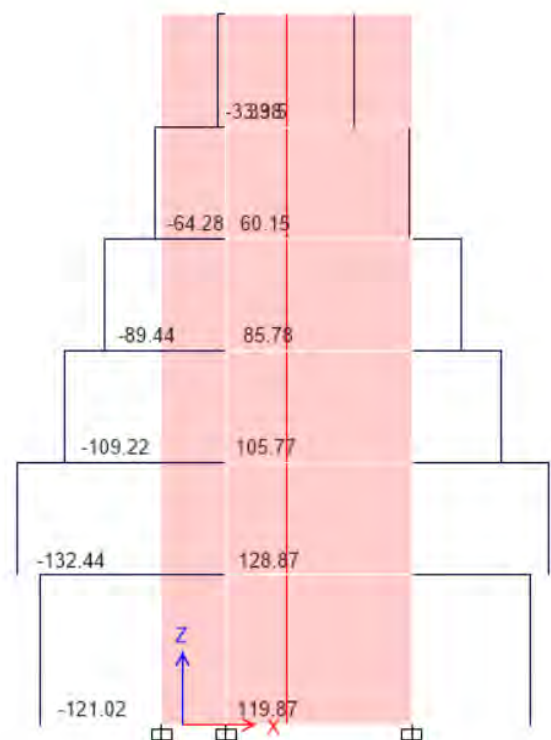


Figura 9-16. Fuerza cortante de la envolvente

### Análisis por flexo-compresión

Se arman los núcleos de confinamiento sin exceder la cuantía de 4 % para evitar la congestión de refuerzo. Para los diagramas de interacción, se iniciará con la siguiente configuración de aceros en los núcleos de confinamiento:

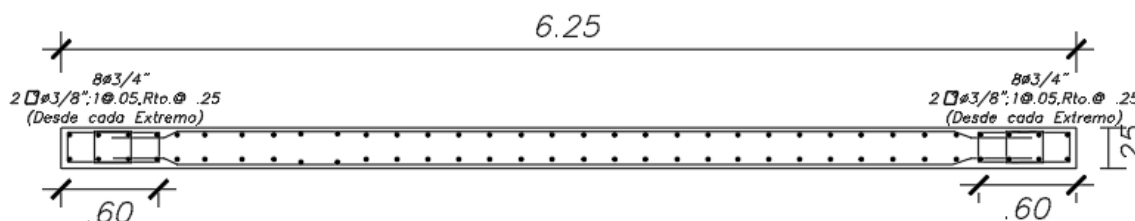


Figura 9-17. Esquema tentativo del primer armado para los diagramas de interacción

### Análisis para dirección X-X

Se tienen las siguientes combinaciones de carga:

		P	M2	M3
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	304.83	-1.01	46.21
	1.25CM+1.25CV+SX	419.97	0.58	953.46
	1.25CM+1.25CV-SX	105.97	-2.32	-875.56
	0.9CM+SX	315.44	0.92	934.78
	0.9CM-SX	1.45	-1.98	-894.24
		419.97	-0.58	-953.46
		105.97	2.32	875.56
		315.44	-0.92	-934.78
		1.45	1.98	894.24

Tabla 9-7. Combinaciones de carga para sismo en dirección X

Con la distribución de refuerzo que se planteó, se procede a armar el diagrama de interacción. Solo se hará el análisis en la dirección "X"; puesto que, es la dirección que controla el diseño y en la dirección "Y" las solicitaciones son pequeñas comparada con la dirección "X".

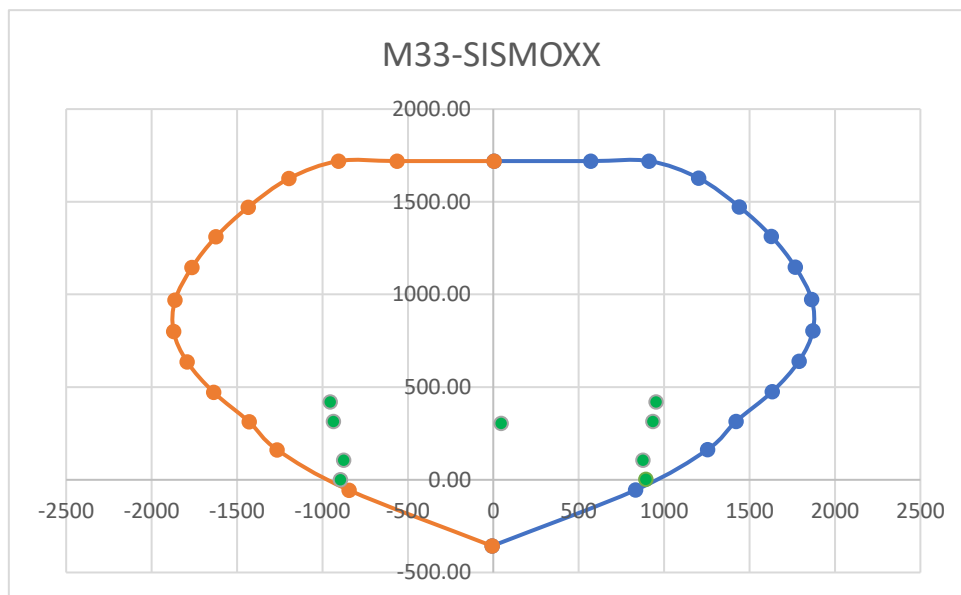


Figura 9-18. Diagrama de interacción en la dirección corta para sismo en dirección X

Finalmente, se puede observar que el diseño es preciso. Los núcleos utilizados tienen una cuantía del 1.5 %, este valor resulta conveniente pues no supera el 4 % y no se tendrían problemas constructivos.

### Diseño por corte

A continuación, se muestran los datos para esta placa:

Hm (m)	16.5
Lm (m)	6.25
B (m)	0.25
Lm (m)	6.25
Vu (tn)	120.31
Hm/Lm	2.74
$\alpha_c$	0.53

Tabla 9-8. Datos para diseñar por corte

El  $\alpha$  para es 0.53 porque Hm/Lm es mayor a 2, esta condición se encuentra señalada en el capítulo 11 de la Norma Técnica E.060 (2009).

La resistencia del concreto será:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 625 = 81.60 \text{ tn} < V_u$$

Al ser menor que la cortante última, para el cálculo de la cuantía vertical se tendrá en cuenta lo planteado anteriormente.

Se procede a calcular la cortante por capacidad:

$$Vu = Vu * \frac{Mn}{Mu} = 120.31 * \frac{1998}{914.51} = 262.85 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{262.85 - 81.60}{0.85} = 213.24 \text{ tn}$$

$$\rho_h = \frac{Vs}{fy * t * d} = \frac{213.24 * 1000}{4200 * 25 * 500} = 0.0041$$

Esta cuantía dividida en 2 mallas sería:

$$As = 0.0041 * 100 * 25/2 = 5.125 \text{ cm}^2$$

Refuerzo horizontal:  $\emptyset 1/2'' @ .25$

Para la cuantía vertical, se tiene:

$$v \geq [0.0025 + 0.5(2.5 - 2.74)(0.0041 - 0.0025)] = 0.0023 = 0.0025$$

Esta cuantía dividida en 2 mallas sería:

$$As = 0.0025 * 100 * 25/2 = 3.125 \text{ cm}^2$$

Refuerzo vertical:  $\emptyset 3/8'' @ .20$

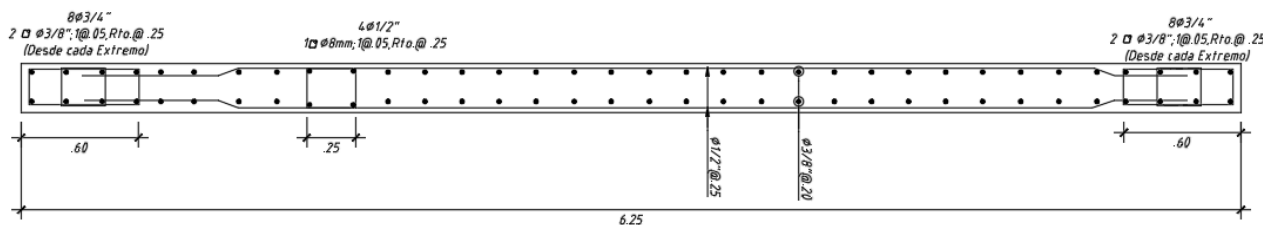


Figura 9-19. Esquema de armado de la placa PL-4

## CAPÍTULO X

### DISEÑO DE ZAPATAS

Estos elementos estructurales se diseñan de modo que puedan transmitir las cargas provenientes de los elementos estructurales verticales (placas y columnas) sin superar la resistencia del suelo. Se diseñará por flexión y corte, para este último se hará verificará por corte simple y punzonamiento en dos direcciones.

Para el presente proyecto, se tiene una capacidad portante de  $4 \text{ kg/cm}^2$  a una profundidad de 1.50 m. El  $f'c$  del concreto para estos elementos es de  $210 \text{ kg/cm}^2$ .

La cimentación del proyecto está conformada por zapatas aisladas, zapatas conectadas (para cargas excéntricas, zapatas que colindan con las propiedades vecinas) y zapatas combinadas (para los elementos cercanos al ascensor).

A continuación, se diseñarán 1 zapatas aislada y una conectada, siguiendo las consideraciones de la Norma Técnica E.060.

#### 10.1. Zapata B-5:

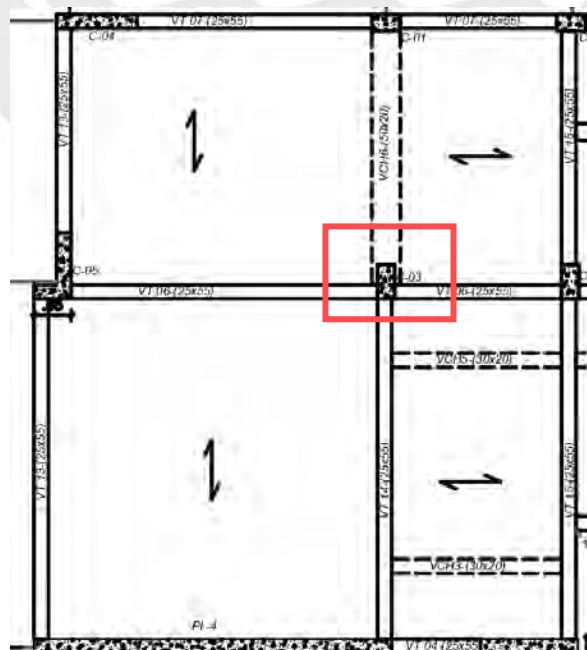


Figura 10-1. Ubicación de la zapata

**Metrado: (servicio)**

PISOS	Pm	Pv	Pm+Pv
Piso 6	12.69	2.29	14.98
Piso 5	16.92	4.59	21.51
Piso 4	16.92	4.59	21.51
Piso 3	16.92	4.59	21.51
Piso 2	16.92	4.59	21.51
Piso 1	17.31	4.59	21.89
TOTAL	98.00	25.00	123.00

Tabla 10-1. Metrado de cargas para la zapata

**Predimensionamiento:**

Para el predimensionamiento se usará la siguiente expresión:

$$A_{requerida} = \frac{1.05 \times (CM + CV)}{\sigma} = \frac{1.05(98 + 25)}{40} = 3.20 \text{ m}^2$$

Se tomará una zapata de 1.80 x 2.10 m con un volado de 0.75 m y un peralte de 0.60 m, para esta zapata se verificará que el efecto de las cargas no supere el esfuerzo admisible del terreno.

Se muestran las cargas de sismo:

Columna	Carga	P	M2	M3
C03	Sx	3.67	-1.24	0.69
C03	Sy	-6.62	-1.25	3.88

Tabla 10-2. Cargas de sismo sobre la zapata

En la tabla 10-3 se muestran los resultados. Como se mencionó anteriormente, para los casos de sismo se amplifica el esfuerzo admisible (40 ton/m<sup>2</sup> para gravedad y 52 ton/m<sup>2</sup> para sismo):

xx	$\sigma^+(\text{ton/m}^2)$	35.80	< 40
	$\sigma^-(\text{ton/m}^2)$	36.56	< 40
yy	$\sigma^+(\text{ton/m}^2)$	37.16	< 40
	$\sigma^-(\text{ton/m}^2)$	35.21	< 40
xx	$\sigma \text{ sisx}^+(\text{ton/m}^2)$	34.15	< 52
		36.66	< 52
	$\sigma \text{ sisx}^-(\text{ton/m}^2)$	37.45	< 52
		36.46	< 52
yy	$\sigma \text{ sisx}^+(\text{ton/m}^2)$	40.90	< 52
		34.26	< 52
	$\sigma \text{ sisx}^-(\text{ton/m}^2)$	33.41	< 52
		36.15	< 52

Tabla 10-3. Verificación de los esfuerzos últimos

Como no se tienen esfuerzos negativos, no será necesario hacer una redistribución de presiones.

Para los esfuerzos últimos se amplifica por 1.5 a los esfuerzos de gravedad y por 1.25 a los de sismo, para el diseño se tomará el mayor de estos:

$\sigma_u(\text{CM y CV})(\text{ton/m}^2)$	55.73
$\sigma_{ux}(\text{con sismo})(\text{ton/m}^2)$	46.82
$\sigma_{uy}(\text{con sismo})(\text{ton/m}^2)$	51.13
$\sigma_{u\text{MAX}}(\text{ton/m}^2)$	55.73

Tabla 10-4. Esfuerzo de diseño

### Diseño por punzonamiento

Se debe verificar que la resistencia del concreto ( $\phi V_c$ ) sea mayor que la cortante última ( $V_u$ ).

Para calcular la resistencia del concreto se toma el menor valor de:

$$\phi V_{c1} = 0.85 * (1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d) = 248.08 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * (0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * d) = 248.08 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * \left(2 + \frac{\alpha d}{b_o}\right) * (0.27 * \sqrt{f'c} * b_o * d) = 458.96 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 248.08 \text{ tn}$$

Donde  $b_o = 4(50) + 2(30 + 60) = 380 \text{ cm}$

$$A_o = (30 + 50)(60 + 50) = 8800 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} = \frac{60}{30} = 2$$

20 → columna en esquina

$\alpha = 30$  → columna en borde

40 → columna centrada

Para calcular la cortante última:

$$V_u = \sigma_u(A - A_o) = 55.73 \left( 2.1 * 1.8 - \frac{8800}{10000} \right) = 161.63 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

### Diseño por corte

Se debe verificar que con la resistencia del concreto sea mayor a la cortante última con el volado adoptado (volado de 0.70 m). Se analizará para una sola dirección, puesto que el volado es el mismo para ambas direcciones.

Para calcular la resistencia del concreto se usa la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * \frac{50}{1000} = 32.64 \text{ tn}$$

Para calcular la cortante última:

$$V_u = \sigma_u * m * b = 55.73 * (0.75 - 0.5) * 1 = 13.93 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

## Diseño por flexión

Para calcular los momentos últimos en cada dirección se usarán las siguientes expresiones:

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u * L_y * Cx^2}{2} = \frac{55.73 * 1 * 0.75^2}{2} = 15.68 \text{ tn.m}$$

$$M_{uy} = \frac{\sigma_u * L_x * Cy^2}{2} = \frac{55.73 * 1 * 0.75^2}{2} = 15.68 \text{ tn.m}$$

	Mu (tn.m)	As min (cm <sup>2</sup> )	As req. (cm <sup>2</sup> )
XX	15.68	8.46	18.20
YY	15.68	8.46	15.49

Tabla 10-5. Diseño por flexión de la zapata

Por lo tanto, para la dirección X se usarán barras de 5/8'' @ 0.175 m y para la dirección Y se usarán barras de 5/8'' @ .175 m. Se presenta el esquema final:

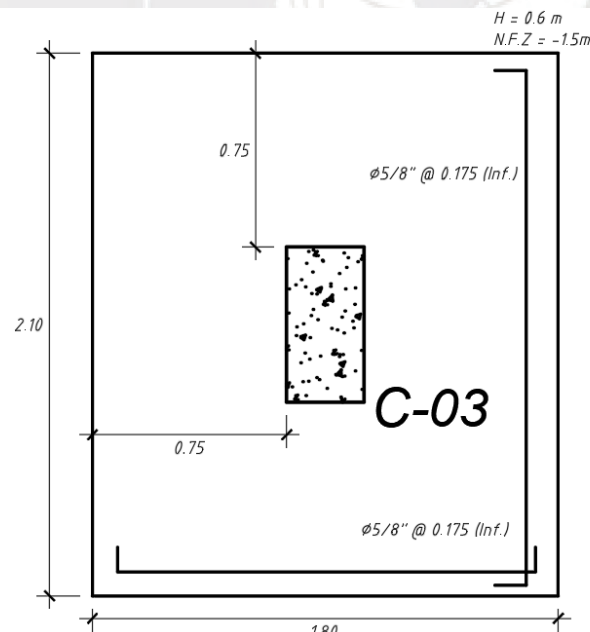


Figura 10-2. Esquema de armado de la zapata

## 10.2. Zapata PL-2 (Placa del eje E)

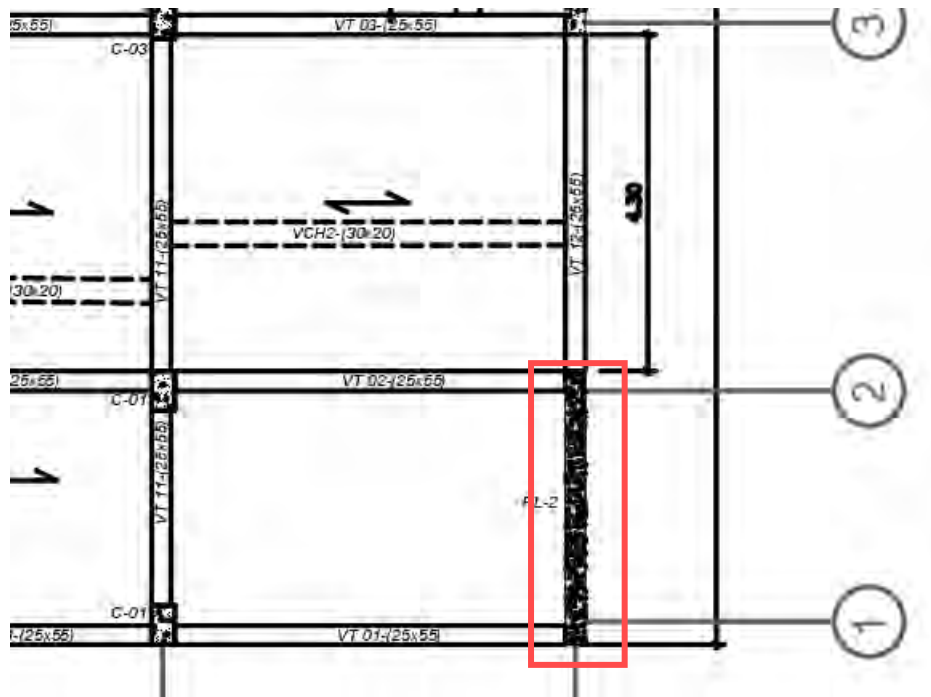


Figura 10-3. Ubicación de la zapata de la columna

### Metrado: (servicio)

	Pm	Pv	Pm+Pv
Piso 6	13.37	1.34	14.72
Piso 5	16.35	2.69	19.04
Piso 4	16.35	2.69	19.04
Piso 3	16.35	2.69	19.04
Piso 2	16.35	2.69	19.04
Piso 1	16.98	2.69	19.67
TOTAL	95.77	14.77	110.53

Tabla 10-6. Metrado de cargas sobre la zapata

### Predimensionamiento:

Para el predimensionamiento se usará la siguiente expresión:

$$A_{requerida} = \frac{1.05 \times (CM + CV)}{\sigma} = \frac{1.05(95.77 + 14.77)}{40} = 2.90 \text{ m}^2$$

Se usará una zapata de 1.5 x 6.6 m con un volado de 1.55 m y un peralte de 0.90 m, para esta zapata se verificará que el efecto de las cargas no supere el esfuerzo admisible del terreno. Se muestran las cargas de sismo:

Columna	Carga	P	M2	M3
PL-3	Sx	-11.59	-2.25	131.97
PL-3	Sy	22.63	-2.92	391.88

Tabla 10-7. Cargas de sismo sobre la zapata

En la siguiente tabla se muestran los resultados. Al ser una zapata con carga excéntrica, las cargas generadas por la excentricidad serán tomadas por las vigas de conexión.

xx	$\sigma$ +(ton/m <sup>2</sup> )	14.50	< 40
	$\sigma$ -(ton/m <sup>2</sup> )	14.72	< 40
yy	$\sigma$ +(ton/m <sup>2</sup> )	15.17	< 40
	$\sigma$ -(ton/m <sup>2</sup> )	14.04	< 40
xx	$\sigma$ sisx+(ton/m <sup>2</sup> )	14.71	< 52
		16.38	< 52
	$\sigma$ sisx-(ton/m <sup>2</sup> )	14.29	< 52
		13.05	< 52
yy	$\sigma$ sisx+(ton/m <sup>2</sup> )	42.13	< 52
		-16.57	< 52
	$\sigma$ sisx-(ton/m <sup>2</sup> )	-11.79	< 52
		44.66	< 52

Tabla 10-8. Verificación de esfuerzos de gravedad últimos

Se pueden observar esfuerzos negativos, por ello será necesario hacer redistribución de presiones. En la tabla 10-9., se mostrarán las excentricidades y los esfuerzos:

xx	ex+ (m)	-0.01	$\sigma$ sisx+(ton/m <sup>2</sup> )	15.27
	ex- (m)	0.01	$\sigma$ sisx-(ton/m <sup>2</sup> )	13.88
yy	ey+ (m)	2.53	$\sigma$ sisx+(ton/m <sup>2</sup> )	51.67
	ey- (m)	-1.89	$\sigma$ sisx-(ton/m <sup>2</sup> )	10.45

Tabla 10-9. Esfuerzo de diseño

Para el esfuerzo último se amplifica por 1.25 al esfuerzo por cargas de gravedad:

$\sigma_u$ (CM y CV)(ton/m <sup>2</sup> )	64.60
-------------------------------------------	-------

Tabla 10-10. Esfuerzo de diseño

### Diseño por punzonamiento

Se debe verificar que la resistencia del concreto ( $\phi V_c$ ) sea mayor que la cortante última ( $V_u$ ).

Para calcular la resistencia del concreto se toma el menor valor de:

$$\phi V_{c1} = 0.85 * (1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d) = 1118 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * (0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * d) = 639 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * \left(2 + \frac{\alpha d}{b_o}\right) * (0.27 * \sqrt{f'c} * b_o * d) = 995 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 639 \text{ tn}$$

Donde  $b_o = 4(80) + 2(25 + 350) = 1070 \text{ cm}$

$$A_o = (25 + 80)(350 + 80) = 45150 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} = \frac{350}{25} = 14$$

20 → columna en esquina

$\alpha = 30$  → columna en borde

40 → columna centrada

Para calcular la cortante última:

$$V_u = \sigma_u(A - A_o) = 64.6 \left(1.5 * 6.6 - \frac{45150}{10000}\right) = 348 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

### Diseño por corte

Se debe verificar que con la resistencia del concreto sea mayor a la cortante última con el volado adoptado (volados de 0.875 y 1.55 m). Se analizará para la dirección con mayor volado.

Para calcular la resistencia del concreto se usa la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * \frac{80}{1000} = 52 \text{ tn}$$

Para calcular la cortante última:

$$Vu = \sigma_u * m * b = 64.60 * (1.55 - 0.8) * 1 = 49 \text{ tn}$$

$$\phi Vc > Vu$$

### Diseño por flexión

Para calcular los momentos últimos en cada dirección se usarán las siguientes expresiones:

$$Mux = \frac{\sigma_u * Ly * Cx^2}{2} = \frac{64.6 * 1 * 0.875^2}{2} = 24.7 \text{ tn.m}$$

$$Muy = \frac{\sigma_u * Lx * Cy^2}{2} = \frac{64.6 * 1 * 1.55^2}{2} = 77.6 \text{ tn.m}$$

	Mu (tn.m)	As min (cm <sup>2</sup> )	As req. (cm <sup>2</sup> )
XX	24.7	16.2	10.80
YY	77.6	16.2	10.80

Tabla 10-11. Diseño por flexión de la zapata

Por lo tanto, para la dirección X se usarán barras de 5/8" @ 0.20 cara inferior y barras de 1/2" @ 0.20 en la cara superior para cumplir con la cuantía mínima. Para la dirección Y se usarán barras de 1" @ .30 más bastones de 3/4" @ .30. Se presenta el esquema final:

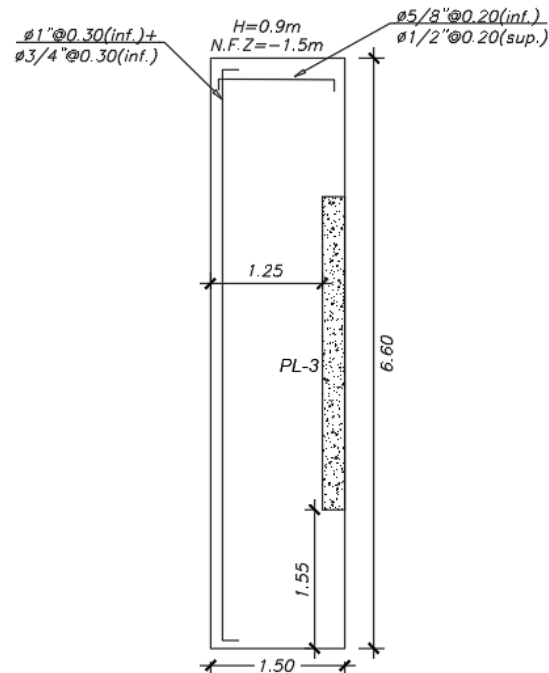


Figura 10-4. Esquema de armado de la zapata

### Diseño de la viga de conexión (25x80)

Para el diseño de la viga de conexión se procede a calcular el momento debido a las cargas de gravedad multiplicadas por la excentricidad más el momento generado por el sismo. Se tiene el siguiente esquema:

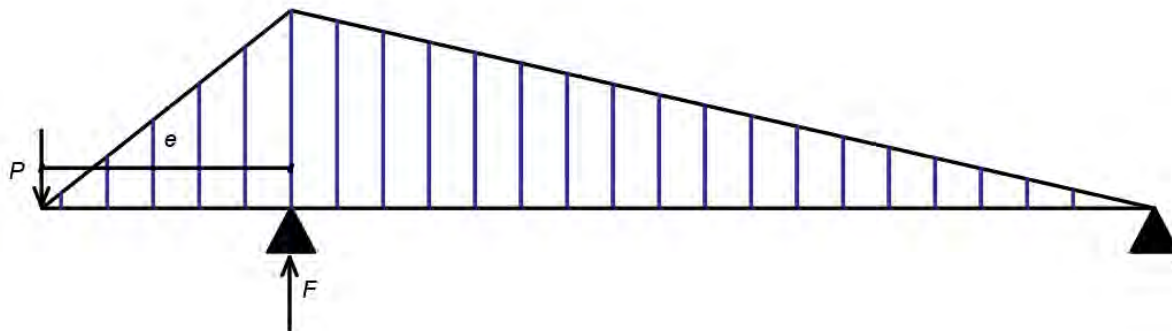


Figura 10-5. Modelo isostático para la viga de conexión

Se resuelve el modelo isostático de la figura 10-3, considerando para P el mayor valor de las diferentes combinaciones de carga:

e (m)	0.625
Pu (tn)	162.00
Mu (tn.m)	400.00

Tabla 10-12. Datos para el diseño de la viga de cimentación

### Diseño por flexión

Se usará una viga de sección de 25x80 cm; a continuación, se muestra el diseño de la viga:

Mu (tn.m)	As- min (cm <sup>2</sup> )	As- max (cm <sup>2</sup> )	As req. (cm <sup>2</sup> )	As inst. (cm <sup>2</sup> )
50.00	4.11	27.08	23.17	9Ø3/4"

Tabla 10-13. Diseño de la viga de cimentación

Se usarán 8 Ø3/4" para el refuerzo negativo y 2 Ø3/4" para el positivo.

### Diseño por corte

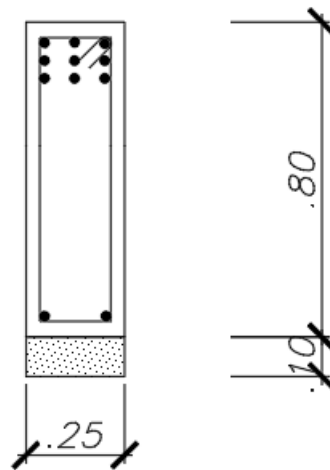
$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 68 = 11.10 \text{ tn}$$

$$\phi Vc = 11.10 \text{ tn} < Vu = 21.64 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = 12.40 \text{ tn}$$

$$S = \frac{A_{sv} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 68}{12400} = 33 \text{ cm}$$

Se puede verificar que el concreto resiste la sollicitud de cortante; por ello, el estribaje será mínimo y por temas de armado de refuerzos, estribos de 3/8 @ .25 m.



11  $\phi 3/4''$   
 10  $\phi 3/8''$ : 1 @ .05, Rto @ .25 (Desde cada extremo)  
 ( $\phi$  Dobla con gancho estándar en extremos)

Figura 10-6. Esquema de armado de la viga de cimentación



## CAPÍTULO XI

### DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

#### 11.1 Diseño de escaleras

Se presentará el diseño de las escaleras, las cuales serán diseñadas únicamente por cargas de gravedad, las cuales son el peso propio, piso terminado y sobrecarga de 200 kg/cm<sup>2</sup>. El ducto de la escalera está compuesto por 2 placas largas que acompañan todos los pasos, una viga intermedia al nivel del descanso y una viga chata en la llegada.

Para el metrado y posterior análisis de la escalera, se considerará un paso de 25 cm, de contrapaso 18 cm y una garganta de 15 cm. A continuación, se presentará el metrado de la escalera, la expresión que se usará para calcular el metrado de la garganta es la siguiente:

$$W_{pp} = \gamma \left[ \frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

Tramo inclinado:

$$CM: W_{pp} = 1 * \left( 2.4 \left[ \frac{0.18}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25}\right)^2} \right] + 0.1(\text{piso terminado}) \right) = 0.76 \text{ tn/m}$$

$$CV: W_{sc} = 1 * 0.2 = 0.2 \text{ tn/m}$$

Tramo recto:

$$CM: W_{pp} = 1 * (2.4 * 0.20 + 0.1 (\text{piso terminado})) = 0.58 \text{ tn/m}$$

$$CV: W_{sc} = 1 * 0.2 = 0.2 \text{ tn/m}$$

Con las cargas calculadas, se procede a calcular las solicitaciones para el diseño en concreto armado:

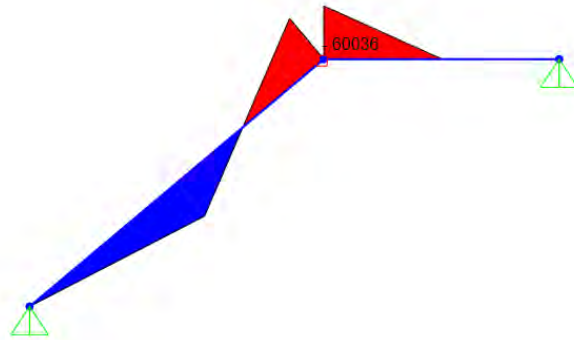


Figura 11-1. Momentos flectores por cargas de gravedad

El momento máximo es de 0.62 tn.m, el cual demanda 1.38 cm<sup>2</sup> de refuerzo; sin embargo, se tiene que la cuantía mínima es de 0.0018bh que es igual a 2.7 cm<sup>2</sup>. Por ello, como refuerzo se instalará Ø3/8" @ .25 m.

Por otra parte, la cortante máxima es de 1.96 tn, la resistencia a corte del concreto es de:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7.83 \text{ tn}$$

Finalmente, como la resistencia del concreto a corte es mayor a la sollicitación, el diseño es correcto.

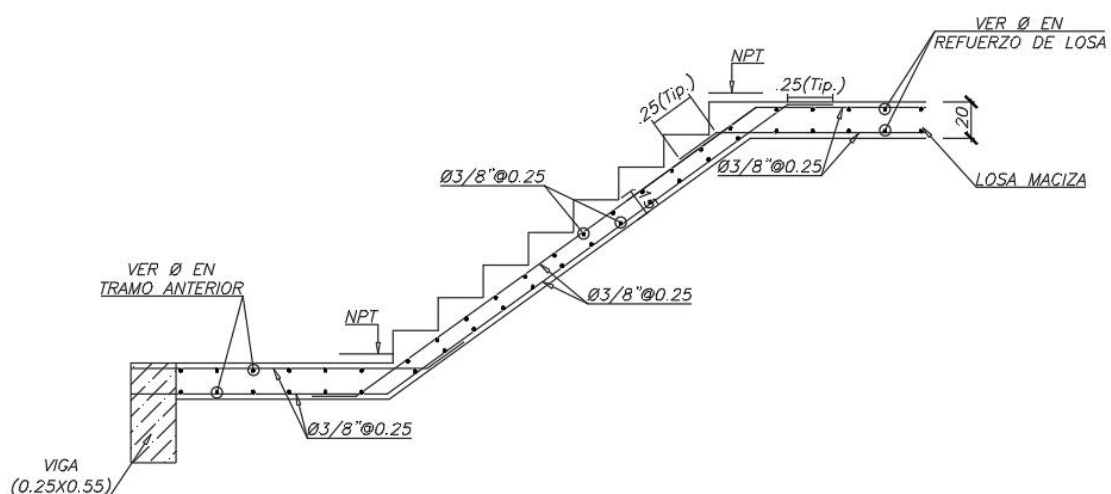


Figura 11-2. Esquema de armado de la escalera

## 11.2 Diseño de cisterna

### Diseño de muros:

La cisterna que se proyectará debe tener una capacidad de 40 m<sup>3</sup> y un cuarto de bombas para su suministro. Para el análisis de la cisterna se considerará el estado más desfavorable, cuando está vacía y solo tiene el empuje del terreno. Al mismo tiempo, los muros de la cisterna servirán para conectar las zapatas excéntricas. En la tabla 11-1, se presentarán las características que se requieren para el diseño.

Coefficiente de empuje activo del suelo (Ka)	0.33
Peso específico del suelo (tn/m <sup>3</sup> )	1.80
Hcisterna (m)	2.50
t (m)	0.20
S/C (tn/m <sup>2</sup> )	0.30

Tabla 11-1. Parámetros para el diseño de la cisterna

Las expresiones que se usarán para calcular el empuje activo y por sobrecarga son las siguientes:

$$E_a = 1.7K_a * \gamma * H$$

$$E_{a u} = 1.7 * 0.33 * 1.8 * 2.5 = 2.52 \text{ tn/m}$$

$$E_{s/c} = 1.7K_a * W_{s/c}$$

$$E_{s/c u} = 1.7 * 0.33 * 0.25 = 0.17 \text{ tn/m}$$

Las cargas distribuidas calculadas anteriormente, tienen una distribución triangular. Con estas cargas, se procede a calcular las sollicitaciones:

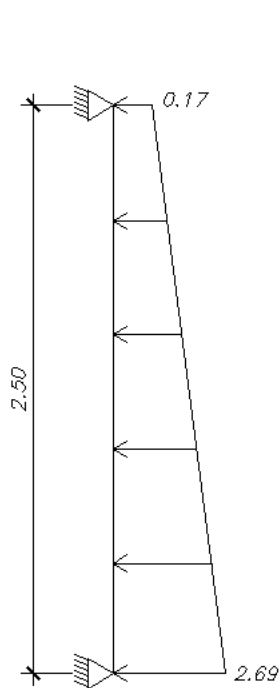
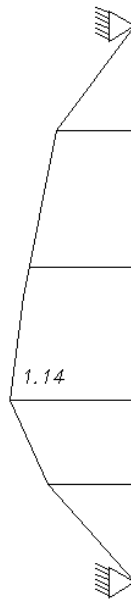


Figura 11-3. Modelo estructural

DMF (tn.m)



DFC (tn)

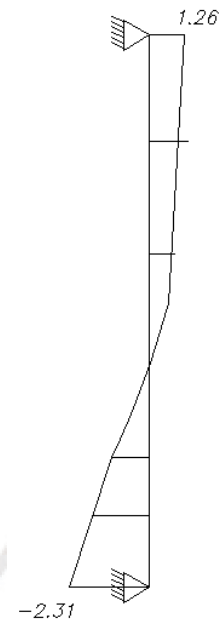


Figura 11-4. Solicitaciones por cargas últimas

### Diseño por flexión

f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	280
b (cm)	100
d (cm)	17
Mu (tn.m)	1.14
Phi	0.9
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
As (cm <sup>2</sup> )	1.79

Tabla 11-2. Diseño del muro por flexión

El área de acero que se requiere es de 1.79 cm<sup>2</sup>; sin embargo, la cuantía mínima que establece la Norma E.060 es de 0.0030bh que sería 6 cm<sup>2</sup>. Por ello se colocará una doble malla de Ø3/8” @ .20 m.

### Diseño por corte

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{280} * 100 * 17 = 12.80 \text{ tn}$$

$$\phi V_u = 2.31 \text{ tn} < \phi V_c, \text{ cumple por corte.}$$

### Diseño de tapa:

La tapa será una losa maciza de espesor  $h=20$  cm y con una sobrecarga de  $0.25$  tn/kg<sup>2</sup>, valor extraído de la Norma E.020. A continuación, se presentará el metrado para calcular el momento último con el que se diseñará la losa.

CM:  $W_{pp} = 2.4 * 0.20 * 1 = 0.48$  tn/m

$$W_{pt} = 0.1 * 1 = 0.1$$
 tn/m

CV:  $W_{sc} = 1 * 0.25 = 0.25$  tn/m

CU:  $W_u = 1.4(0.58) + 1.7(0.25) = 1.24$  tn/m

Con la carga última estimada para una franja de un metro de ancho, se procede a calcular el momento y diseñar la losa.

f'c (kg/cm2)	280
b (cm)	100
d (cm)	17
Mu (tn.m)	3.14
Phi	0.9
fy (kg/cm2)	4200
As (cm2)	5.02

Tabla 11-3. Diseño la tapa de la cisterna por flexión

Para la demanda de acero calculada, se instalará  $\text{Ø}1/2'' @ .20$  m.

## CAPÍTULO XII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1) Se ha logrado cumplir las recomendaciones del libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del Ing. Antonio Blanco Blasco, en los capítulos 1 y 3- Por ello, se obtuvo una adecuada respuesta de la estructura durante el análisis sísmico.
- 2) Es factible controlar la torsión en planta de un edificio en esquina, modificando las dimensiones y ubicación de los muros estructurales, sin afectar la arquitectura, ya que, por su propia naturaleza, tienden a presentar este tipo de irregularidades.
- 3) El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, considerando excentricidades accidentales, fue de 2.5‰ para la dirección “X” y 4.5‰ para la dirección “Y”, las cuales no superan el límite máximo de 7‰ y demuestra una adecuada rigidez de la estructura.
- 4) El sistema estructural de muros estructurales, asumido previo al análisis sísmico, fue el adecuado, esto se verificó al demostrar que los muros estructurales captaban más el 80% de la fuerza cortante en ambas direcciones.
- 5) Se verificó que, con los 3 primeros modos, en cada dirección de análisis, se logró la excitación de más del 90% de masa participativa; por lo tanto, se considera satisfactorio el análisis realizado.

## BIBLIOGRAFÍA

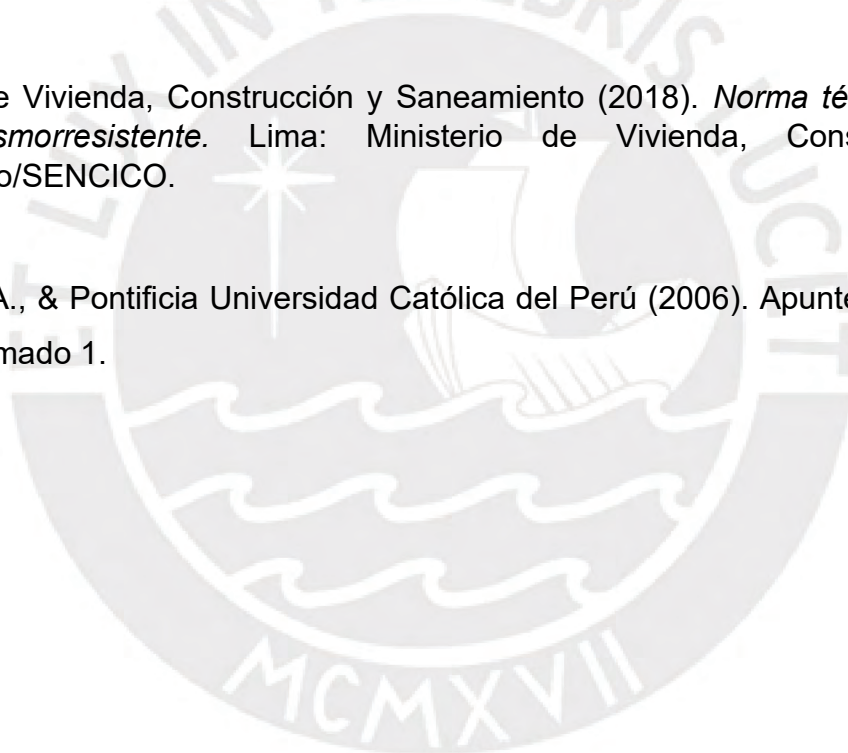
Blanco, A., & Colegio de Ingenieros del Perú (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma técnica E.020: Cargas*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento/SENCICO.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Norma técnica E.060: Concreto Armado*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento/SENCICO.

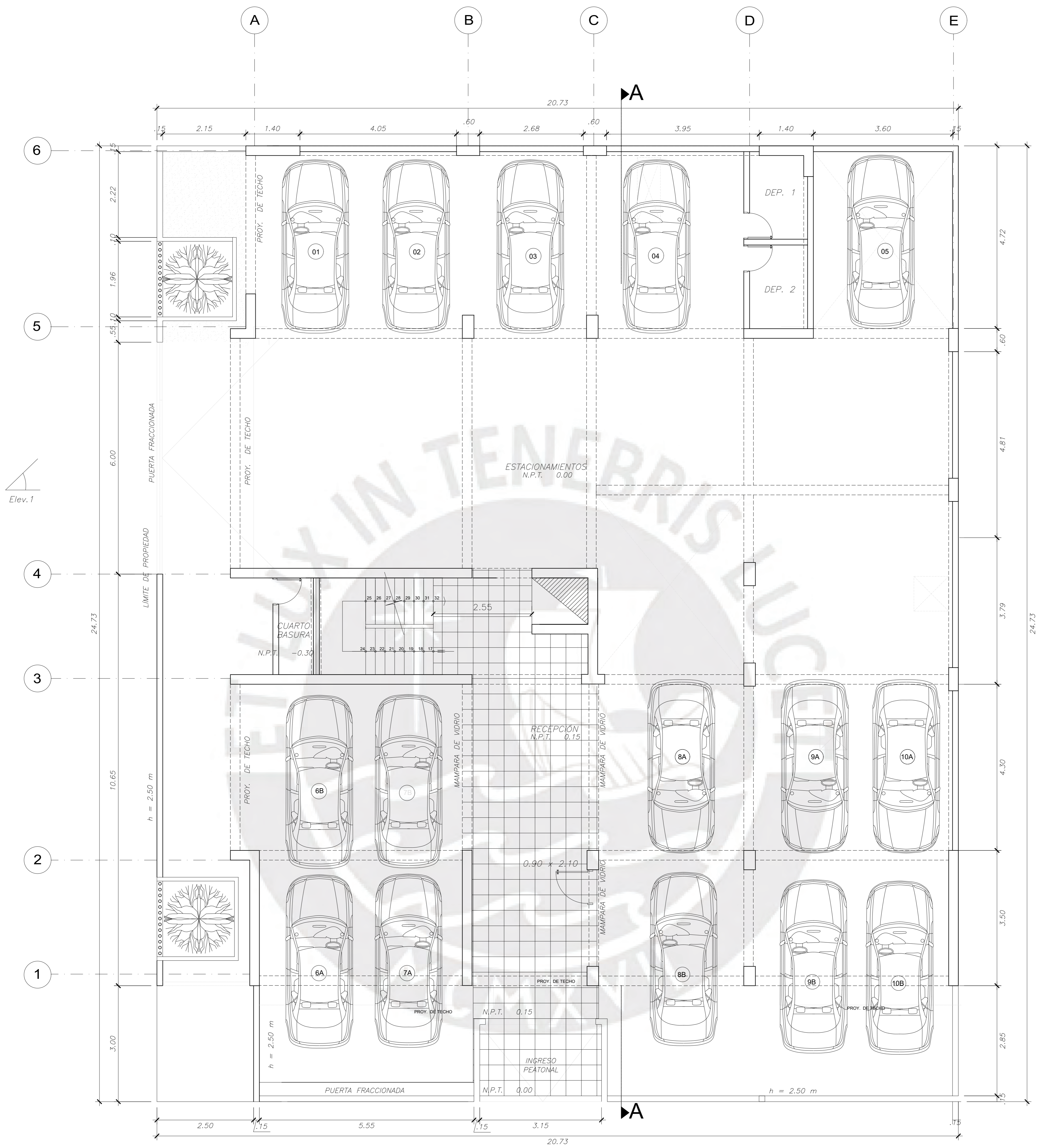
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma técnica E.030: Diseño Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento/SENCICO.

Ottazzi, G. A., & Pontificia Universidad Católica del Perú (2006). Apuntes del curso: Concreto armado 1.





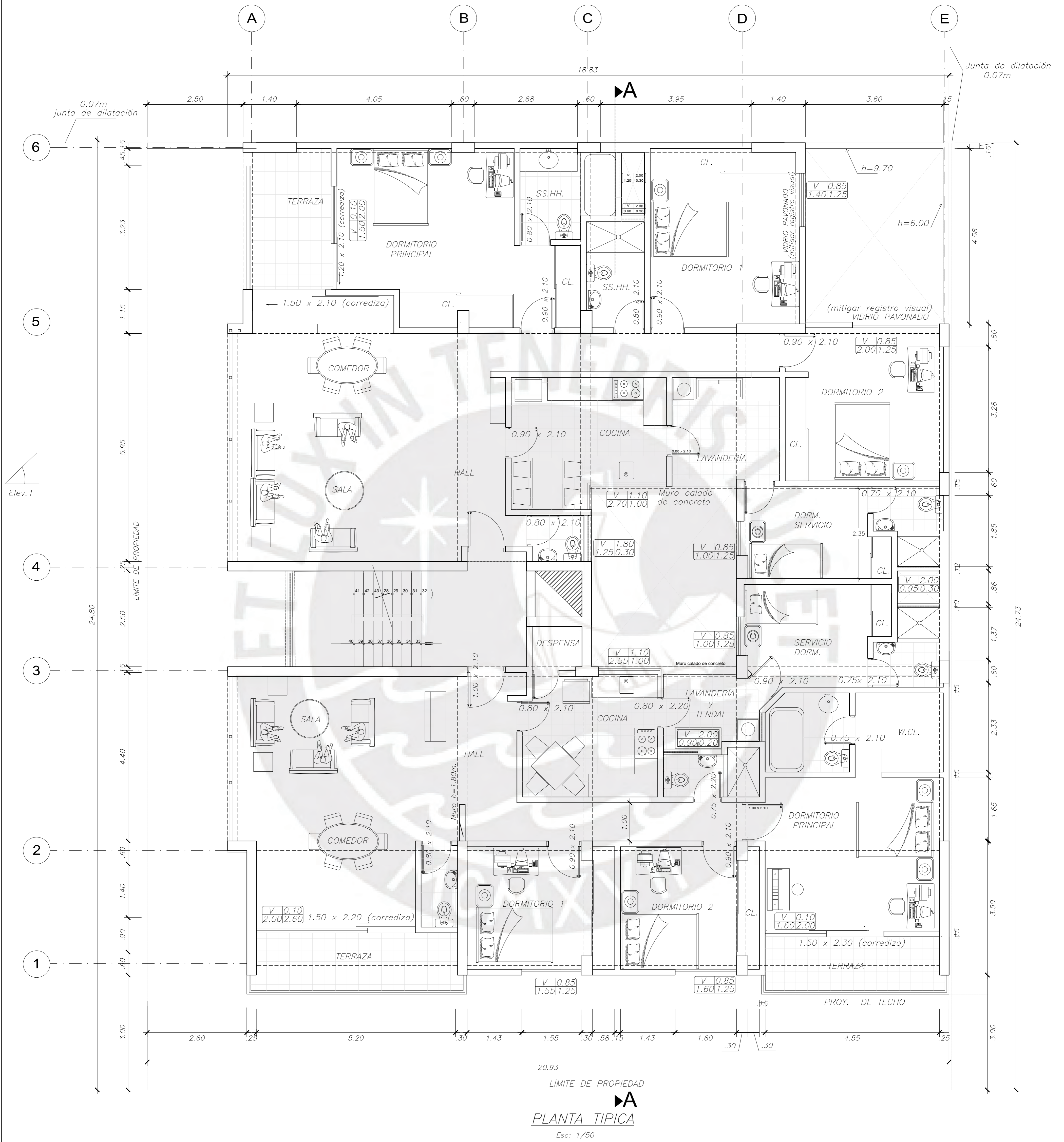
# ANEXOS



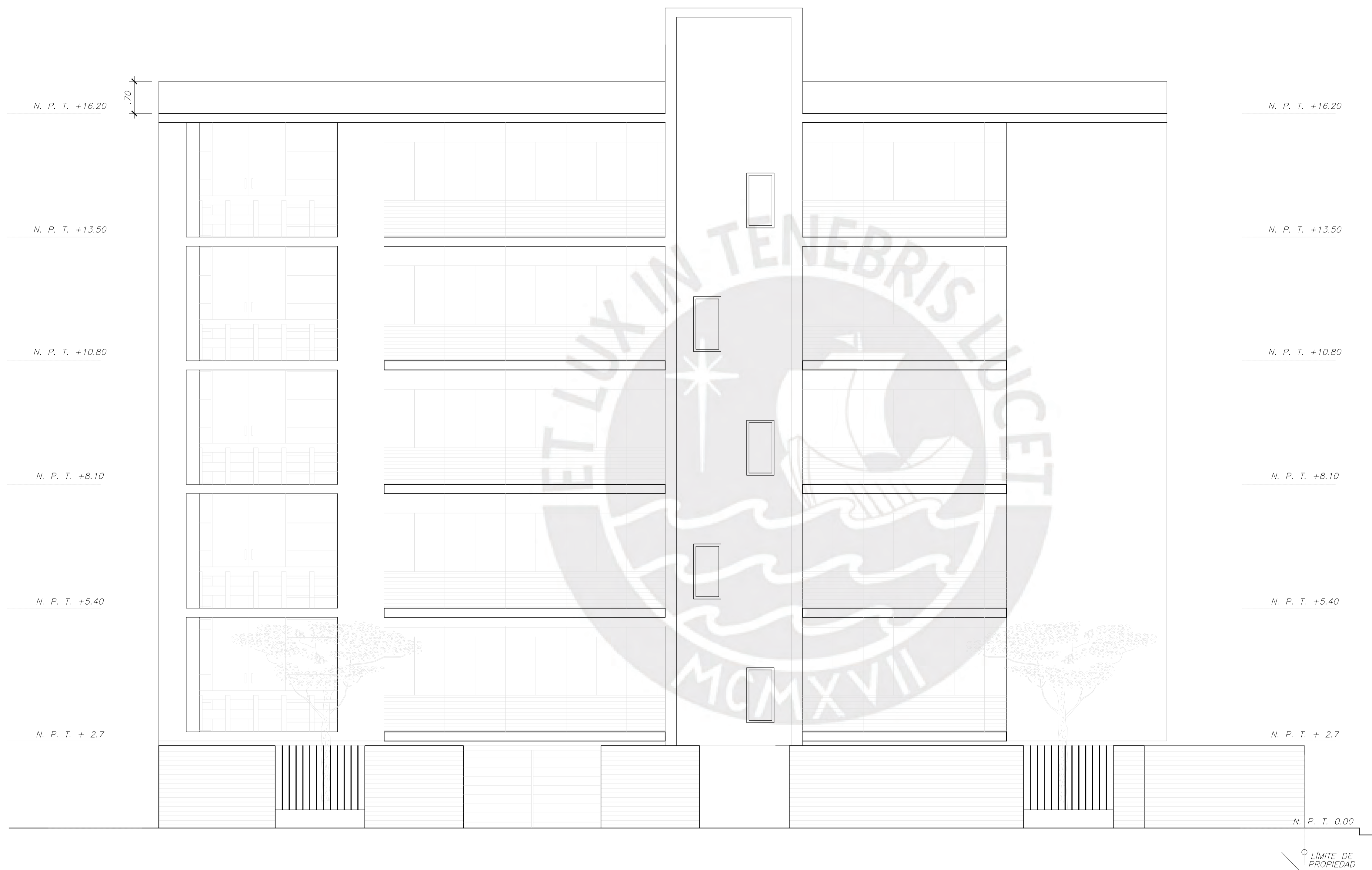
PLANTA DE PRIMER PISO

Esc: 1/50

<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</b>			
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
PLANO :	PLANTA DE PRIMER PISO		
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
CCB	CCB	1/50	04/2024



<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</b>			
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
PLANO :	PLANTA TIPICA		
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
CCB	CCB	1/50	04/2024

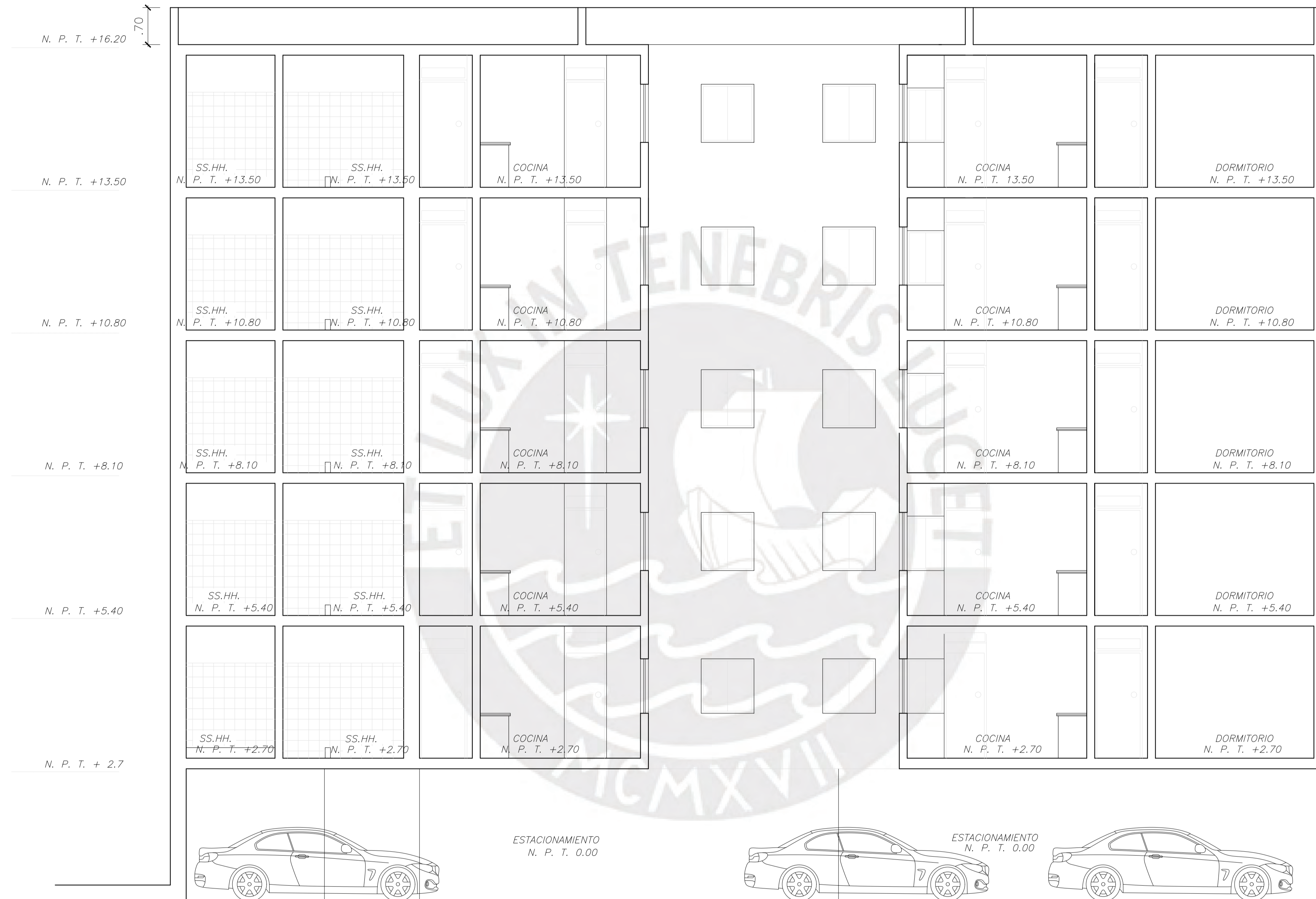


**ELEVACION 1**  
Esc: 1/50

<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</b>			
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
PLANO :	ELEVACION		
DISEÑO:	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
CCB	CCB	1/50	04/2024



LAMINA N° :  
**A-03**  
3 de 4



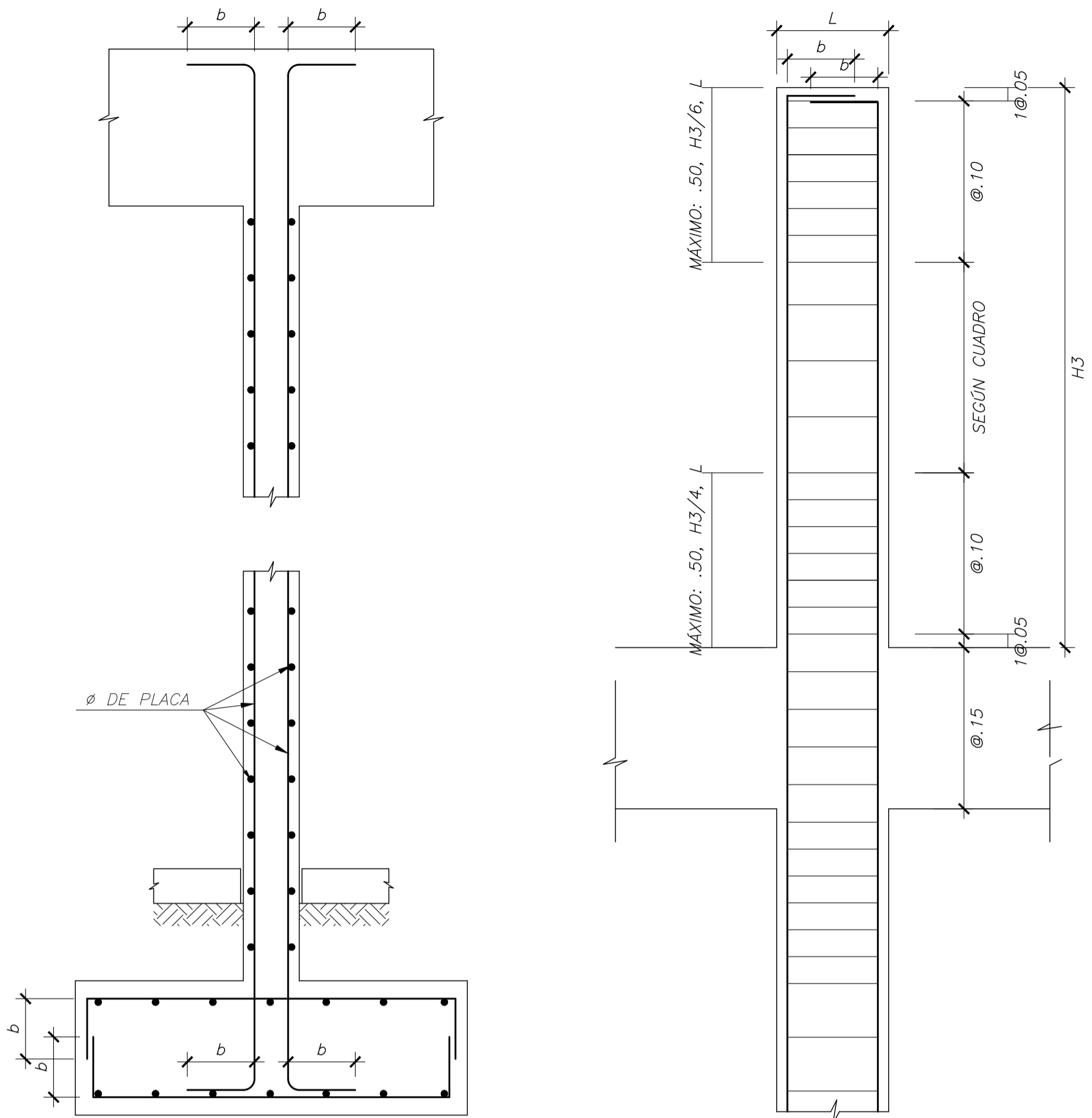
**CORTE A-A**

Esc: 1/50

<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</b>			
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
PLANO :	CORTE		
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
CCB	CCB	1/50	04/2024

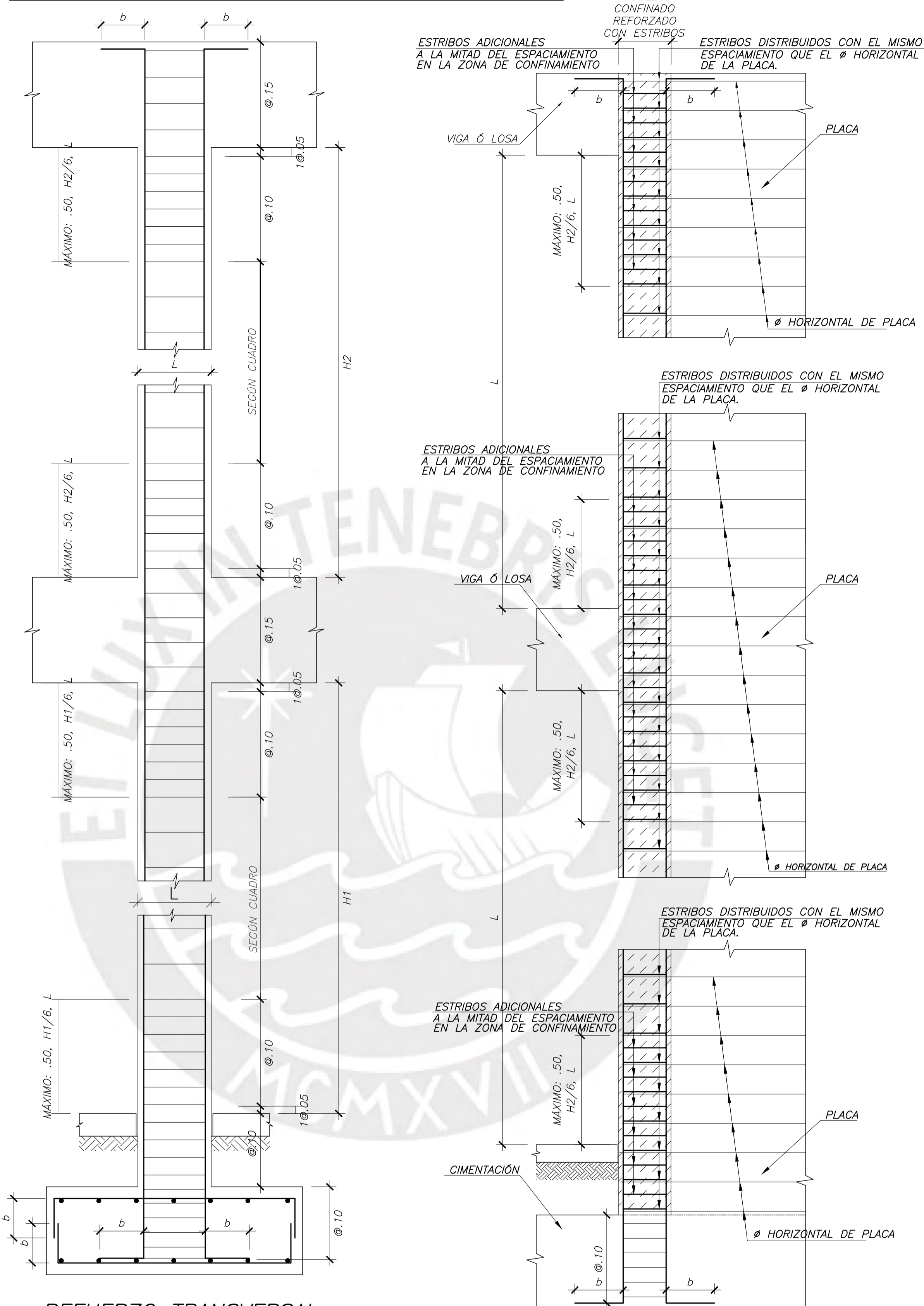
LAMINA N° :  
**A-04**  
4 de 4

**DETALLE DE REFUERZO DE COLUMNAS Y PLACAS**



**ANCLAJE DE REFUERZO DISTRIBUIDO DE PLACAS**

**VARIANTE COLUMNAS EN VOLADIZO**



**REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS**

**REFUERZO TRANSVERSAL PARA NÚCLEOS CONFINADOS DE PLACAS**

**ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS**

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

**ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS**

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

**DIÁMETROS DE DOBLADO**

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

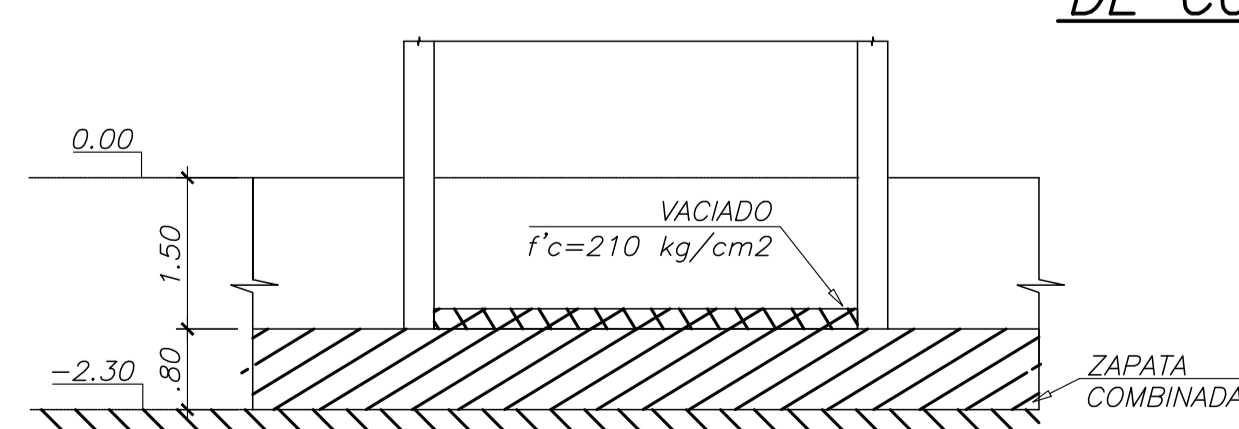
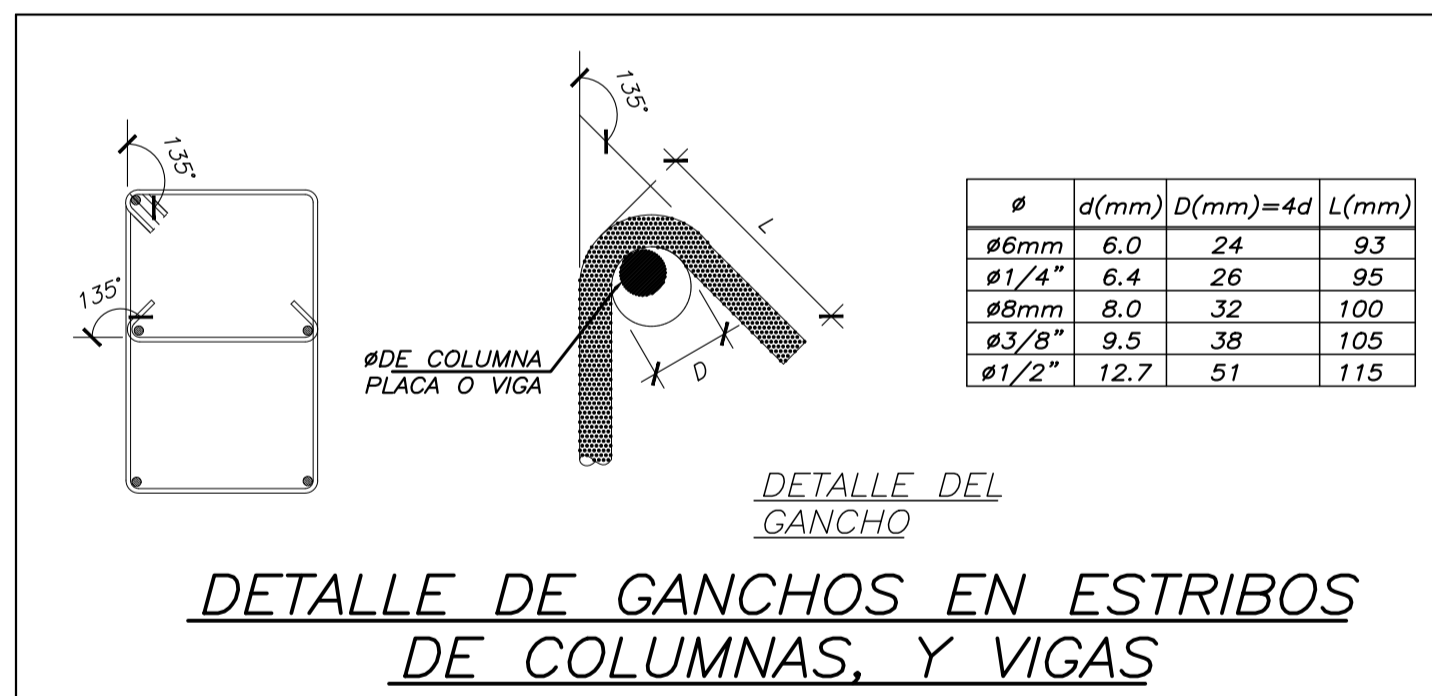
(\*) 8d

**ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS**

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

**ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS**

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



ESC. 1/75

**RESULTADO SÍSMICO**

SISTEMA ESTRUCTURAL X-X	MUROS ESTRUCTURALES
DESPLAZAMIENTO AZOTEA X-X	4.02cm
DESPLAZAMIENTO AZOTEA Y-Y	7.98cm
DERIVA MÁXIMA X-X	0.0029
DERIVA MÁXIMA Y-Y	0.0051
FACTOR IRREGULARIDAD EN PLANTA Ip	1
FACTOR IRREGULARIDAD EN ALTURA Ih	1
COEFICIENTE REDUCCIÓN Rx	6
COEFICIENTE REDUCCIÓN Ry	6
CORTANTE BASAL ESTÁTICO Vsx	320.27ton
CORTANTE BASAL ESTÁTICO Vsy	281.33ton
CORTANTE BASAL DINÁMICO Vdx	296.93ton
CORTANTE BASAL DINÁMICO Vdy	261.38ton

**DIÁMETROS DE DOBLADO**

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

(\*) 8d

**ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS**

Ø	d(cm)	A(cm) en función del f'c			B(cm)=16d
		210	280	350	
Ø3/8"	0.95	21	18	16	16
Ø1/2"	1.27	28	24	22	21
Ø5/8"	1.59	35	30	27	26
Ø3/4"	1.91	42	36	32	31
Ø1"	2.54	56	48	43	41
Ø1-3/8"	3.58	79	68	61	58

**CONCRETO ARMADO**

**CEMENTO:**

CEMENTO TIPO I

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN**

CISTERNA

LA RELACIÓN A/C = 0.50

APLICAR ADITIVO PLASTIFICANTE Y TARRAJEAR CON ADITIVO IMPERMEABILIZANTE.

f'c min = 280 Kg/cm2

RESTO DE LA ESTRUCTURA

f'c min = 210 Kg/cm2 (COLUMNAS Y PLACAS)

f'c min = 210 Kg/cm2 (VIGAS)

f'c min = 210 Kg/cm2 (LOSAS MACIZAS Y ALIGERADAS)

f'c min = 210 Kg/cm2 (CIMENTACIONES)

f'c min = 210 Kg/cm2 (ESCALERAS)

**ACERO DE REFUERZO**

FIERRO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2

**RECUBRIMIENTOS**

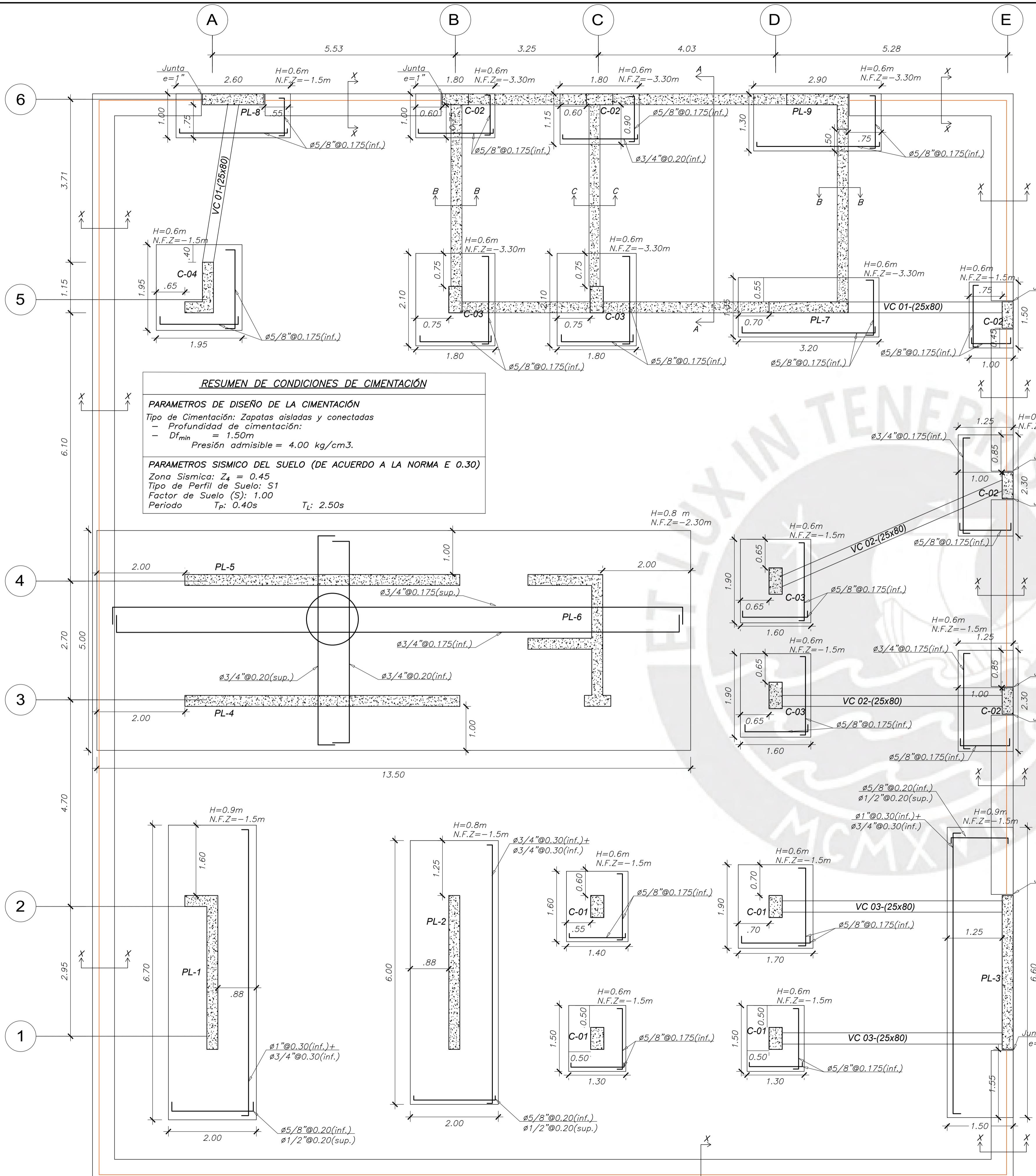
LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE BORDE DE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES: SERÁN LOS SIGUIENTES:

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

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU**

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS
PLANO :	DETALLES GENERALES
DISÑO :	CCB
DIBUJO :	CCB
ESCALA :	1/50
FECHA :	04/2024

LAMINA N° :  
**E-01**  
1 de 8

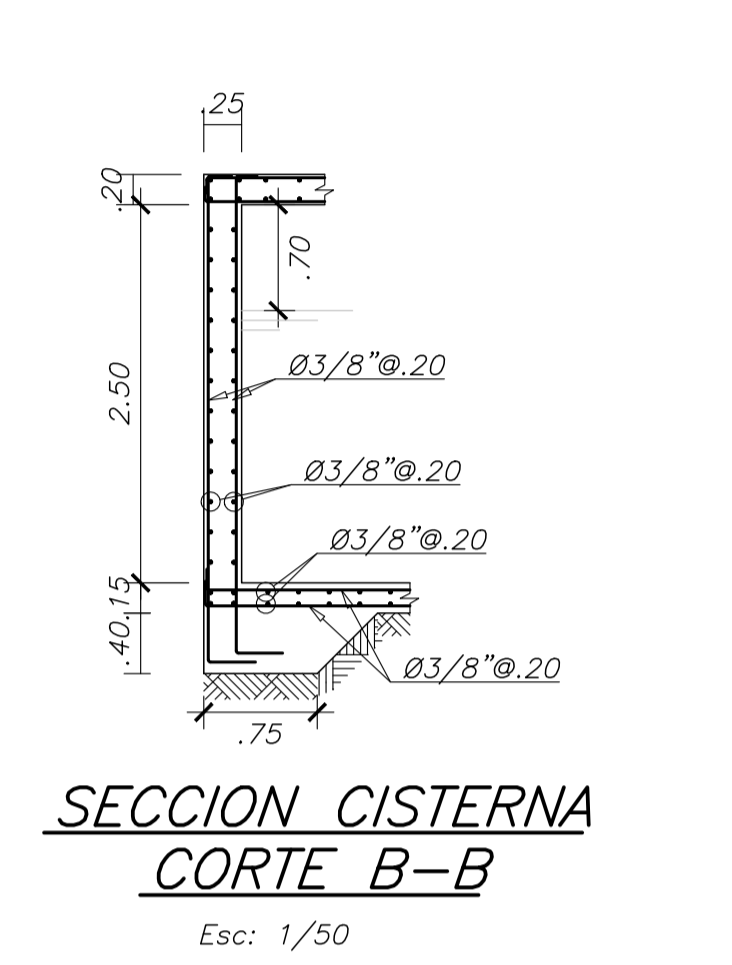
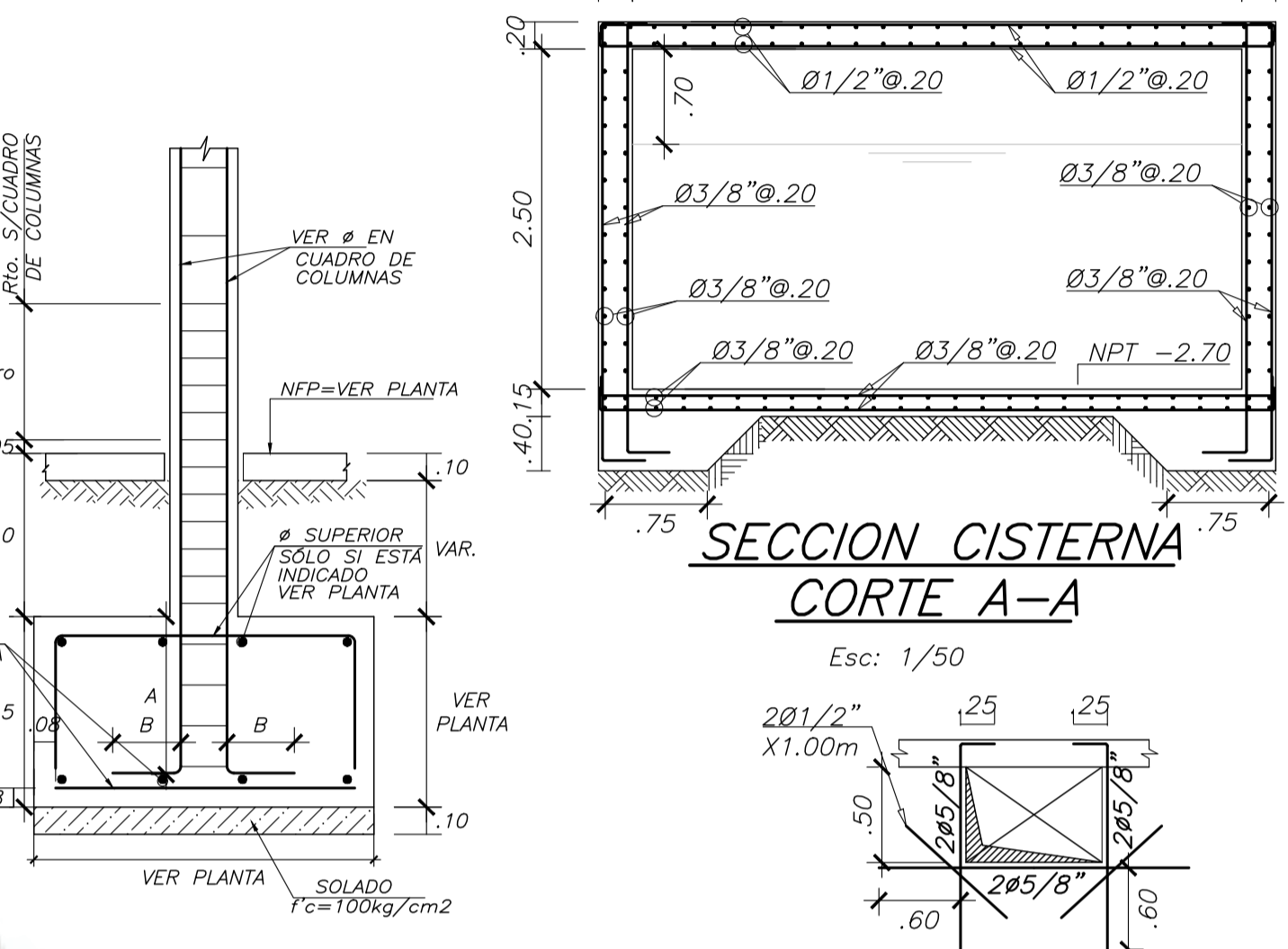
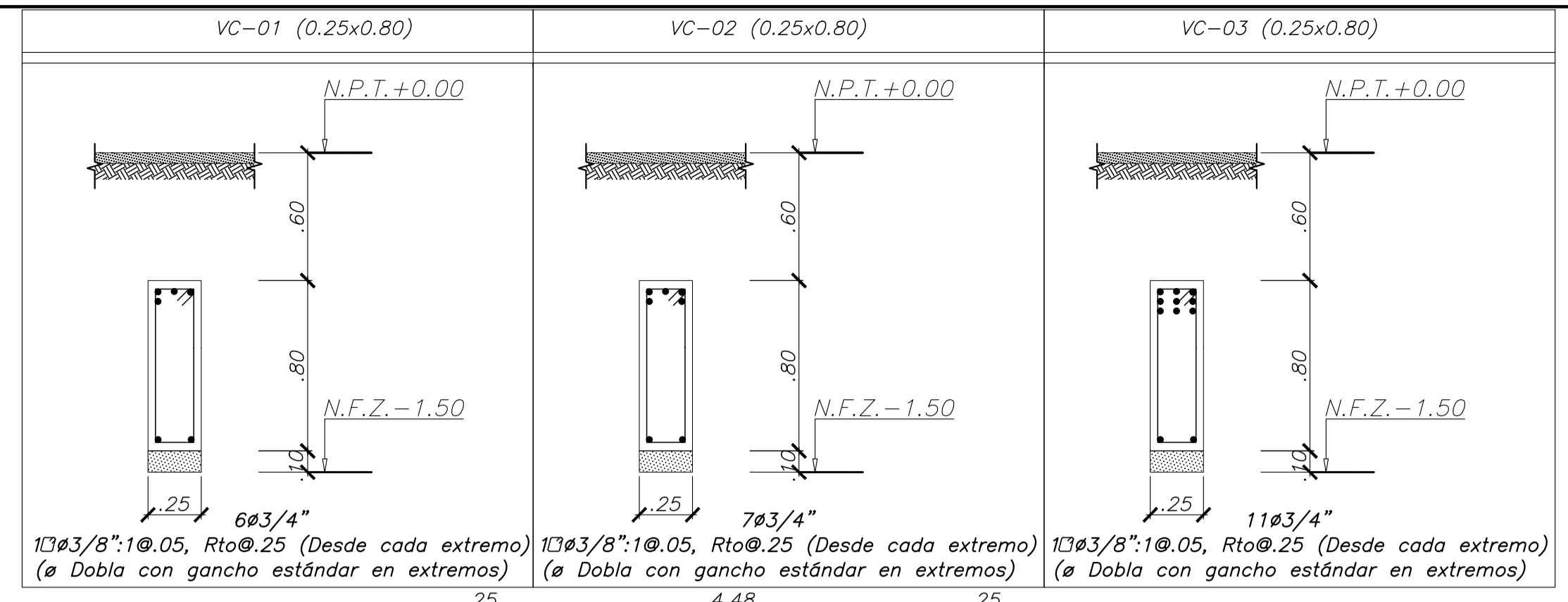


**RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN**

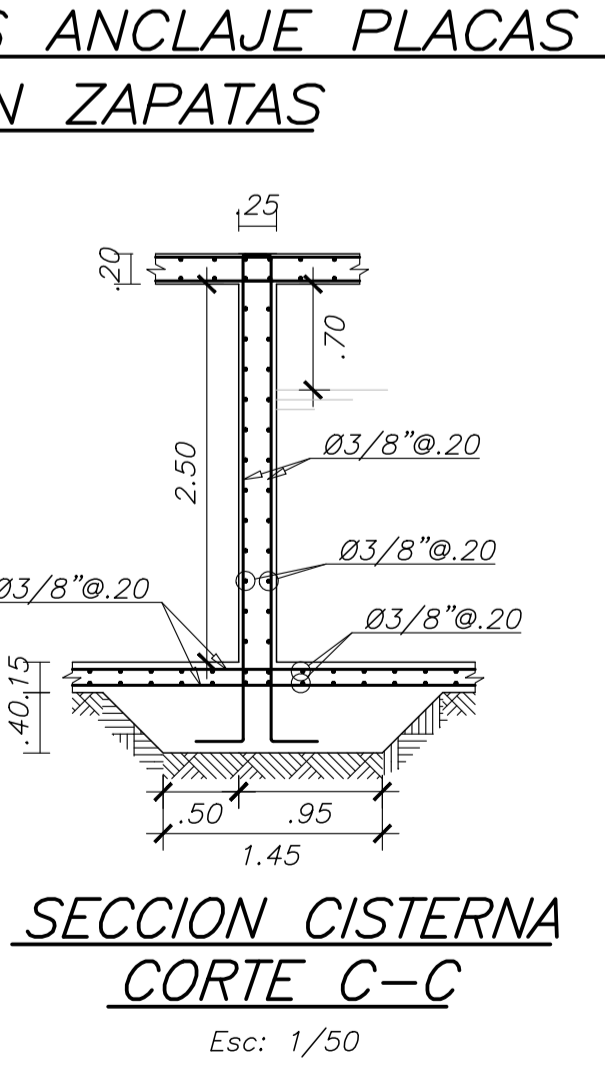
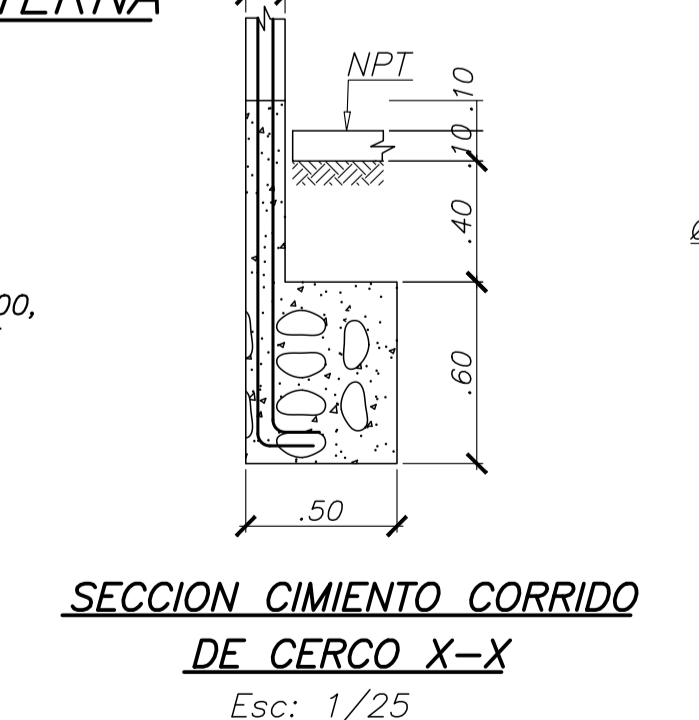
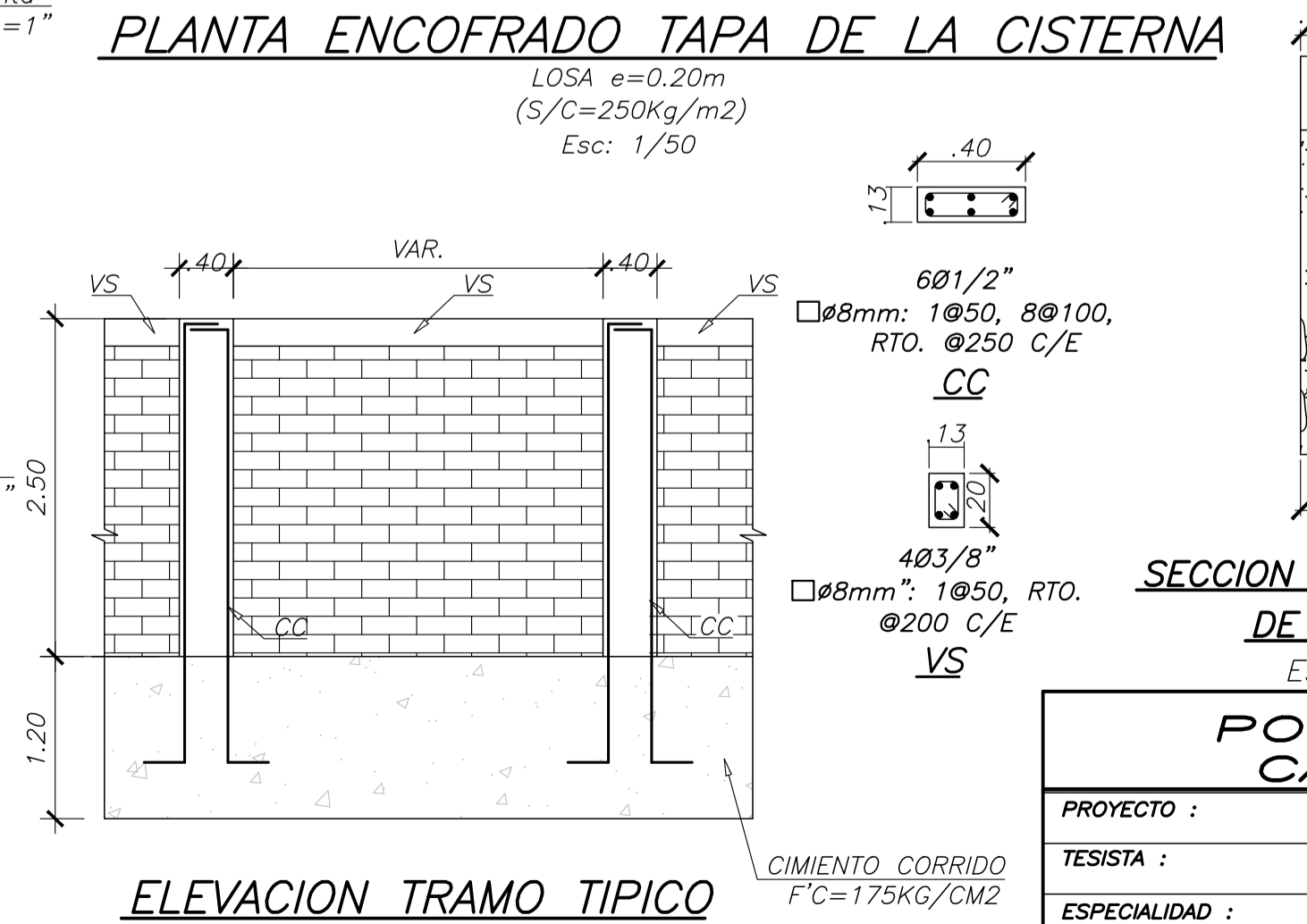
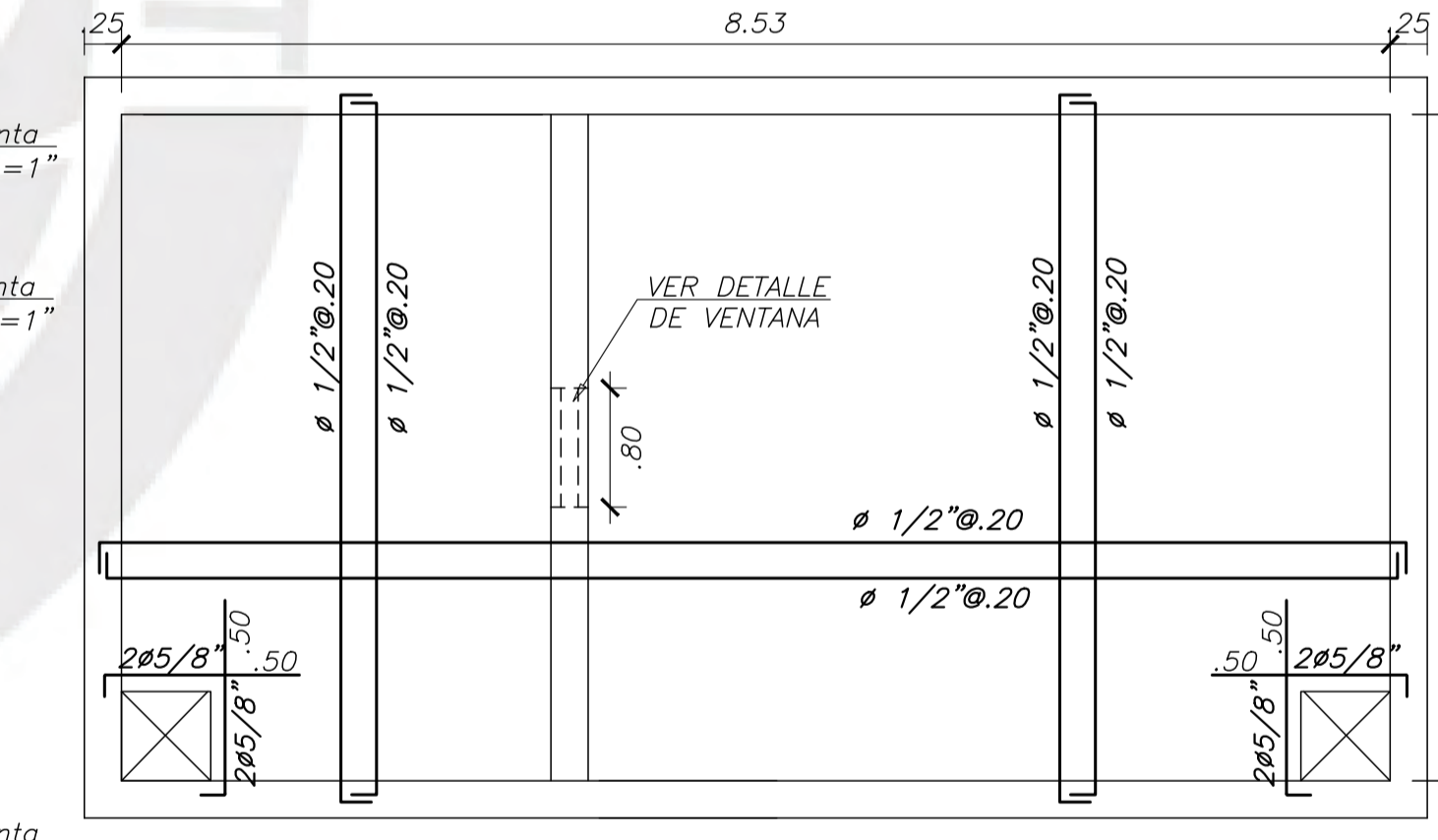
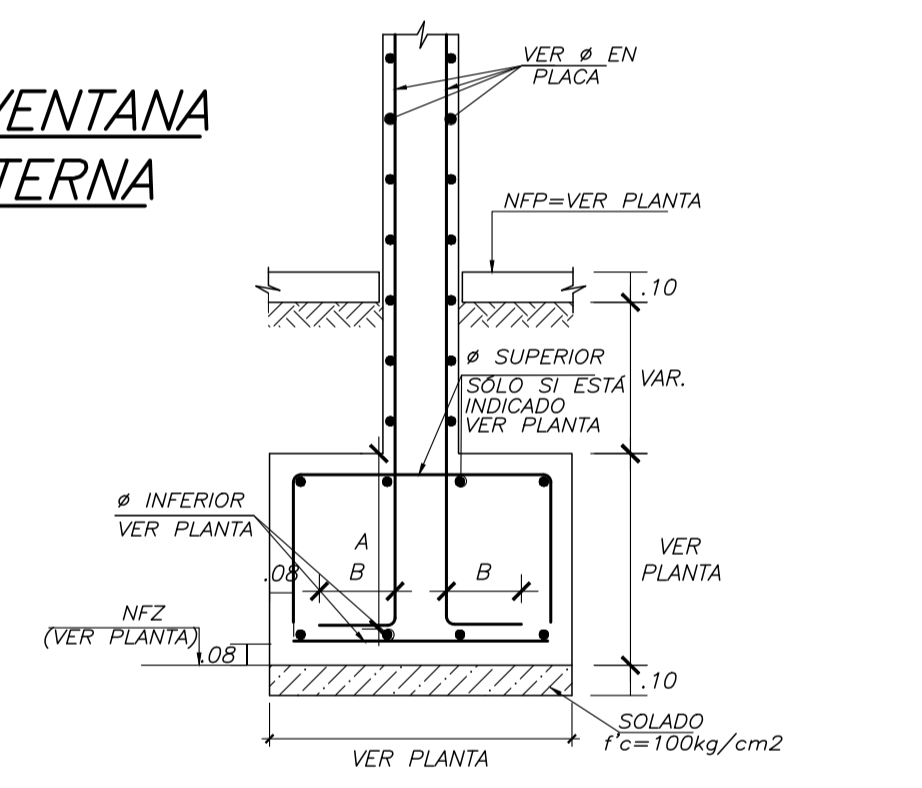
**PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN**  
 Tipo de Cimentación: Zapatas aisladas y conectadas  
 - Profundidad de cimentación: 1.50m  
 -  $D_{min}$  Presión admisible = 4.00 kg/cm<sup>3</sup>.

**PARAMETROS SISMICO DEL SUELO (DE ACUERDO A LA NORMA E 0.30)**  
 Zona Sismica:  $Z_4 = 0.45$   
 Tipo de Perfil de Suelo: S1  
 Factor de Suelo (S): 1.00  
 Periodo  $T_p: 0.40s$   $T_L: 2.50s$

**PLANTA - CIMENTACION**  
Esc: 1/50



**DETALLES ANCLAJE COLUMNAS DET. REFUERZO VENTANA EN ZAPATAS**  
Esc: 1/50



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU**

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS
PLANO :	CIMENTACION
DISEÑO:	CCB
DIBUJO :	CCB
ESCALA :	1/50
FECHA :	04/2024

LAMINA N° : **E-02**  
2 de 8

CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNA	C-01	C-02	C-03	C-04
PISO				
1er.-6to. Piso	<p><math>f'c=210 \text{ kg/cm}^2</math></p>	<p><math>f'c=210 \text{ kg/cm}^2</math></p>	<p><math>f'c=210 \text{ kg/cm}^2</math></p>	<p><math>f'c=210 \text{ kg/cm}^2</math></p>

SELLANTE ELÁSTICO  
REFUERZO DE MURO  
JUNTAS ASERRADAS

T= ESPESOR DE LA PLACA

ø	Le(m)
3/8"	.40
1/2"	.45

DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCIÓN DE PLACAS Y MUROS DE CONTENCIÓN

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

DETALLE DE TRASLAPE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACA Y MURO

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

DETALLES PLACAS Y MUROS DE CONTENCIÓN

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA Y PLACA

ø	210	280	350
3/8"	.40	.35	.30
1/2"	.45	.40	.35
5/8"	.60	.50	.45
3/4"	.70	.60	.55
1"	1.15	1.00	0.90
1-3/8"	1.60	1.40	1.25

NOTAS:  
1) EMPALMAR MÁXIMO EL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN.  
2) EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.  
3) DE SER NECESARIO EMPALMAR UN PORCENTAJE MAYOR DEL REFUERZO, O FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁ AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%.

REMATO DE COLUMNAS Y PLACAS  
REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS Y PLACAS  
EMPALME DE COLUMNAS

3º TRAMO TÍPICO  
2º TRAMO TÍPICO  
1º TRAMO

VER Ø EN TRAMO SIGUIENTE  
VER Ø EN TRAMO ANTERIOR  
VER Ø EN REFUERZO DE LOSA  
VER Ø EN REFUERZO DE LOSA

VE(.30x.20)  
VE(.30x.20)

6 ø1/2"  
ø3/8"; 1@.05, 4@.10, Rto. @.20 c/e  
ESC.: 1/25

PL-1 (1er. y 2do. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
 16ø3/4" 3ø+1ø  
ø3/8"; 1@.05, Rto. @.20 (Desde cada Extremo)

PL-1 (3er. y 4to. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
 14ø3/4" 3ø+1ø  
ø3/8"; 1@.05, Rto. @.25 (Desde cada Extremo)

PL-1 (5to. y 6to. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
 14ø5/8" 3ø+1ø  
ø3/8"; 1@.05, Rto. @.25 (Desde cada Extremo)

PL-2 (1er. y 2do. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
 4ø1" + 6ø3/4" 2ø+1ø  
ø3/8"; 1@.05, Rto. @.20 (Desde cada Extremo)

PL-2 (3er. y 4to. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
 8ø3/4" 2ø  
ø3/8"; 1@.05, Rto. @.20 (Desde cada Extremo)

PL-2 (5to. y 6to. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
 6ø3/4" 1ø  
ø3/8"; 1@.05, Rto. @.20 (Desde cada Extremo)

ESCALERA  
S/C= 200Kg/m2  
Esc: 1/25

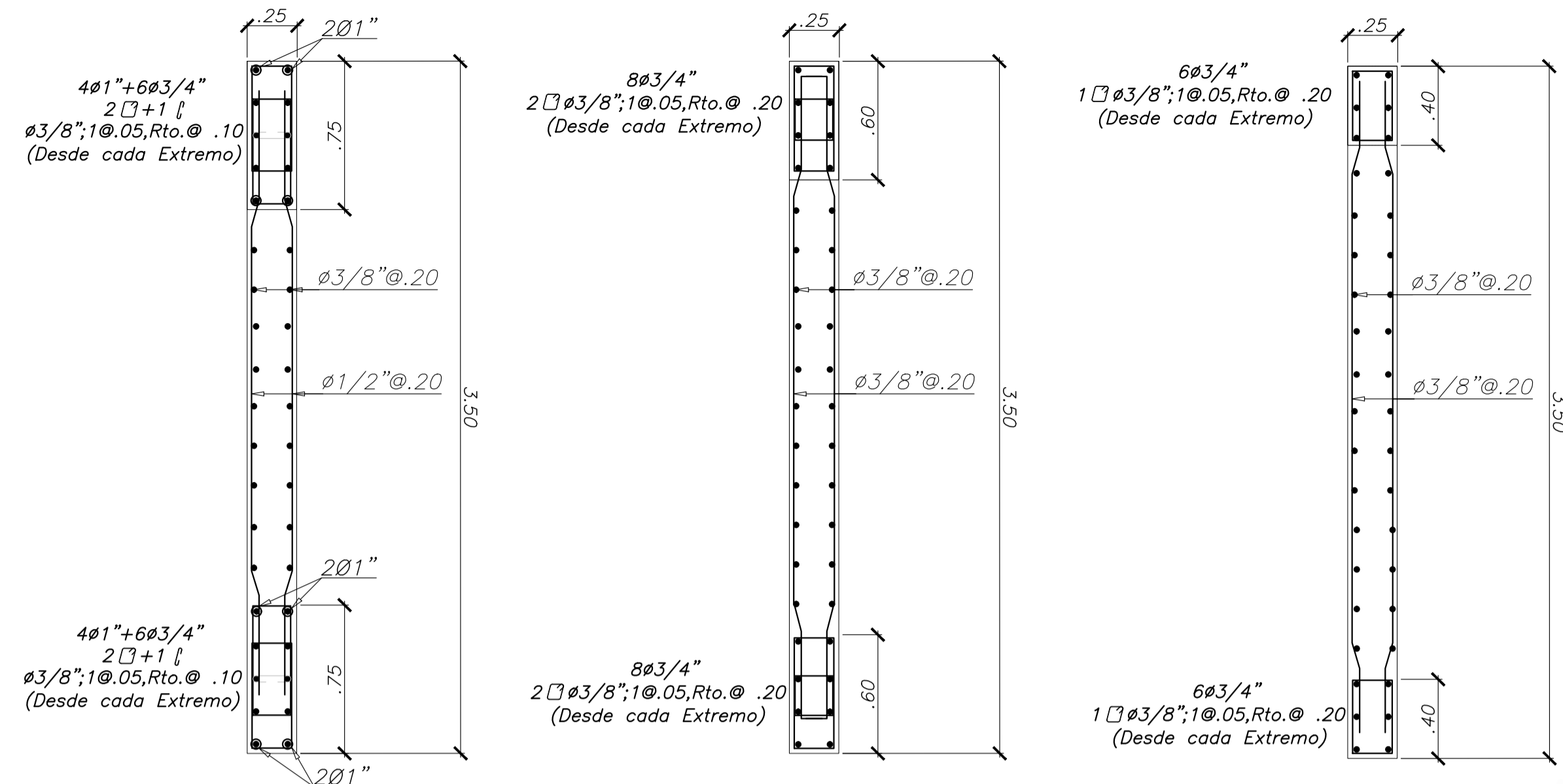
FALSO CIMENTO  
 $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$   
+30% P.G.

PL-1 (1er. y 2do. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
 PL-1 (3er. y 4to. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
 PL-1 (5to. y 6to. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

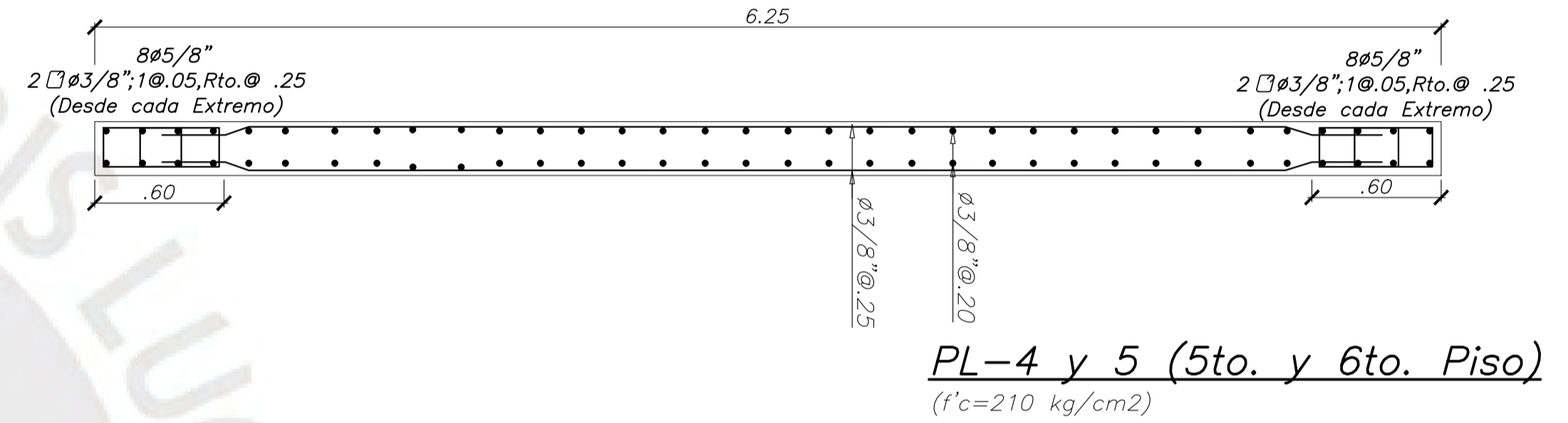
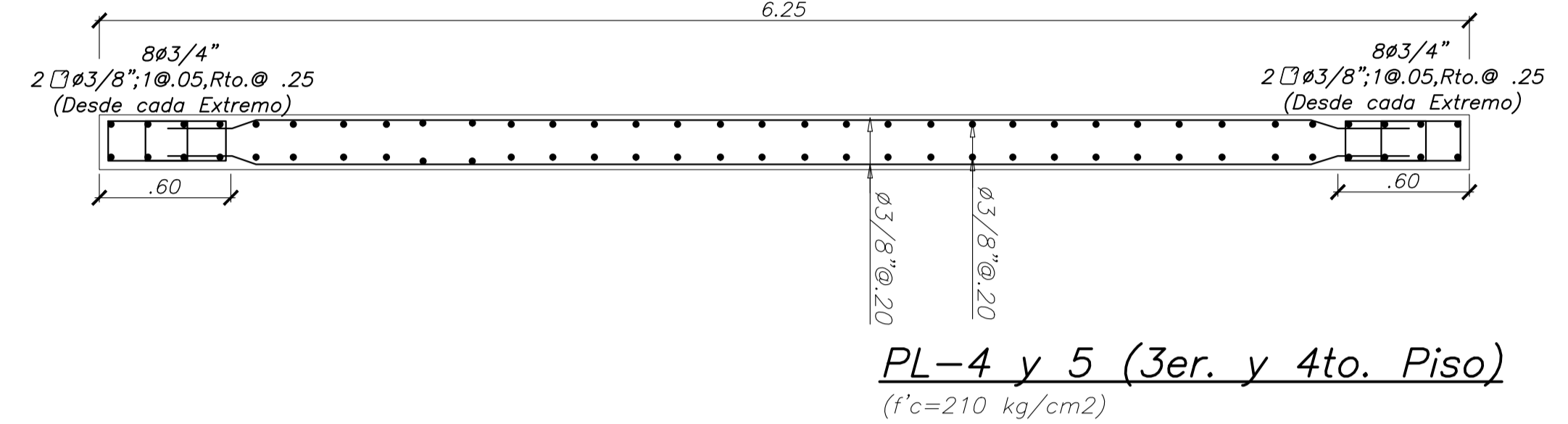
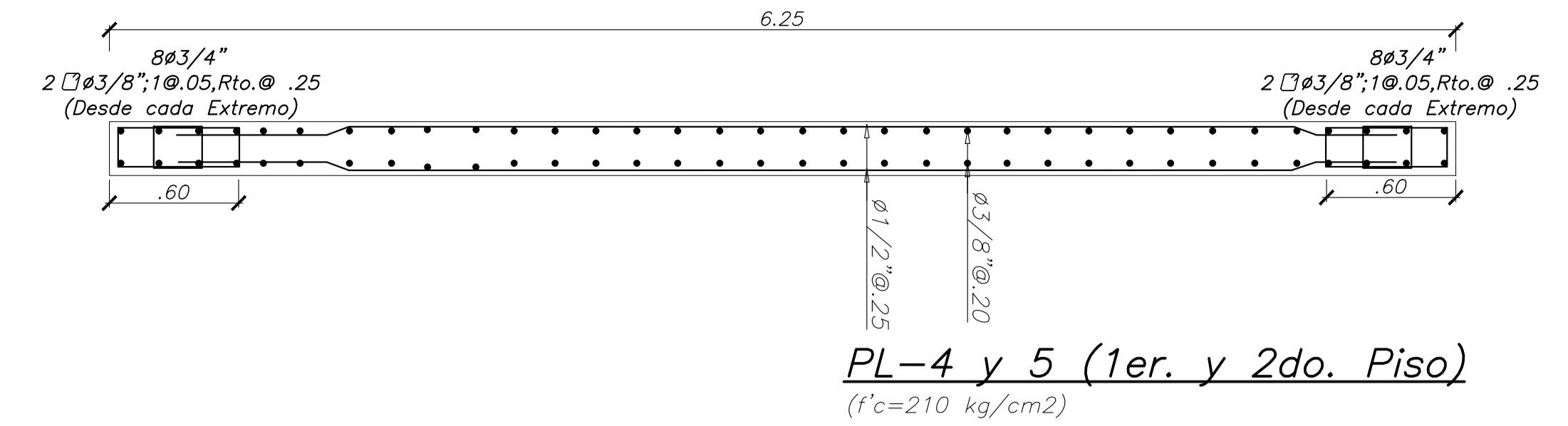
PL-2 (1er. y 2do. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
 PL-2 (3er. y 4to. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$   
 PL-2 (5to. y 6to. Piso)  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU			
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
PLANO :	COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERA		
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
CCB	CCB	1/25	04/2024

LAMINA N° :  
E-03  
3 de 8

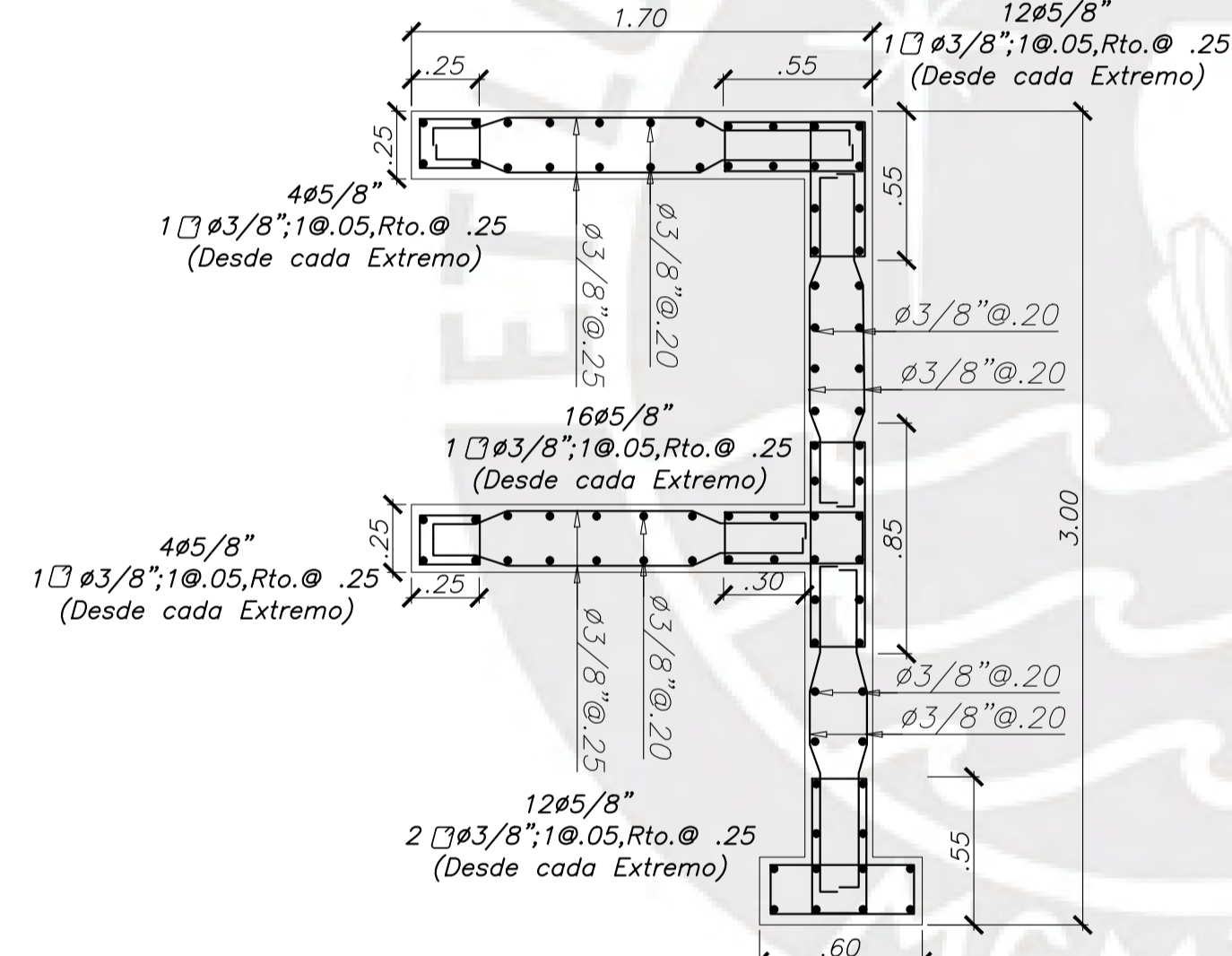
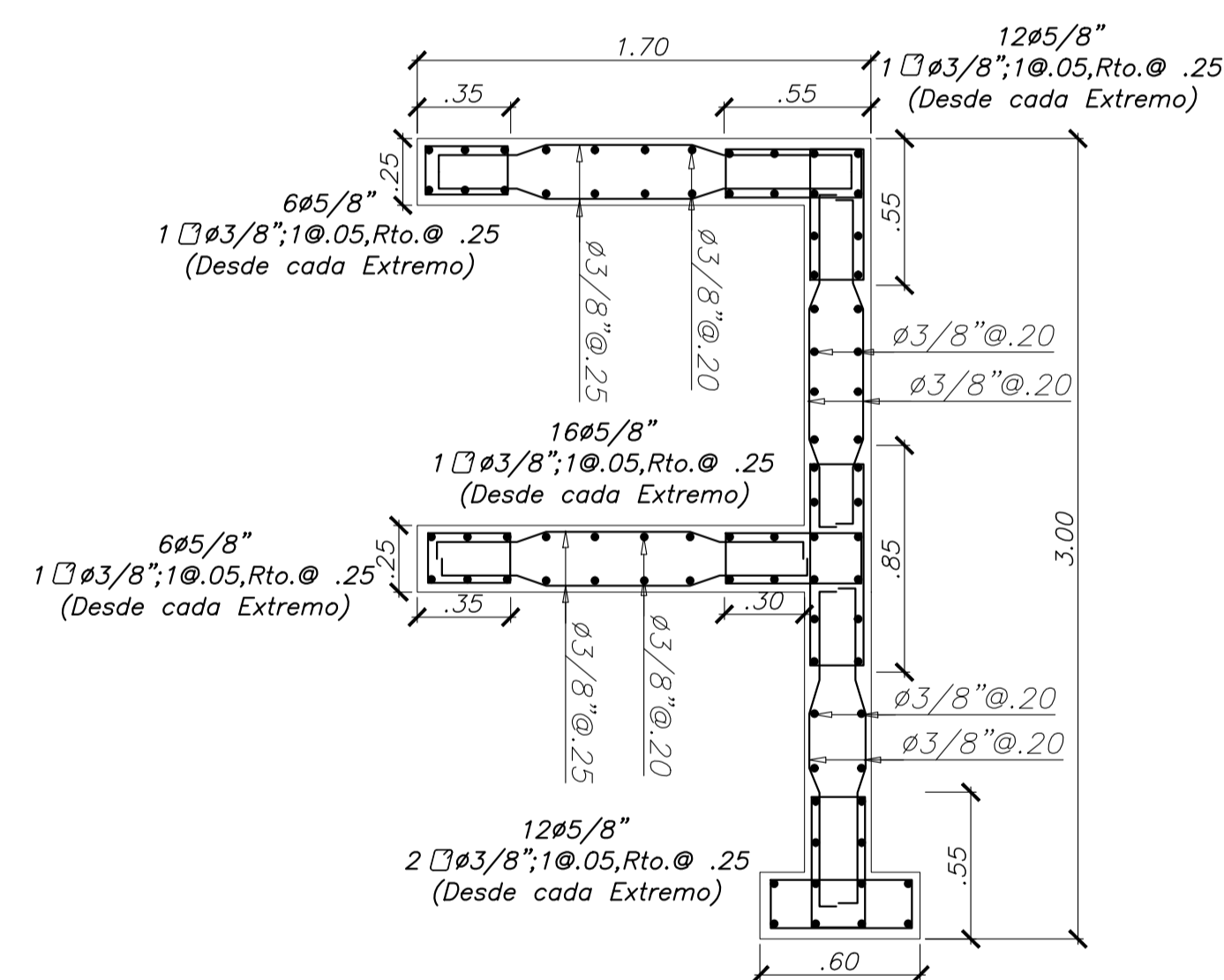
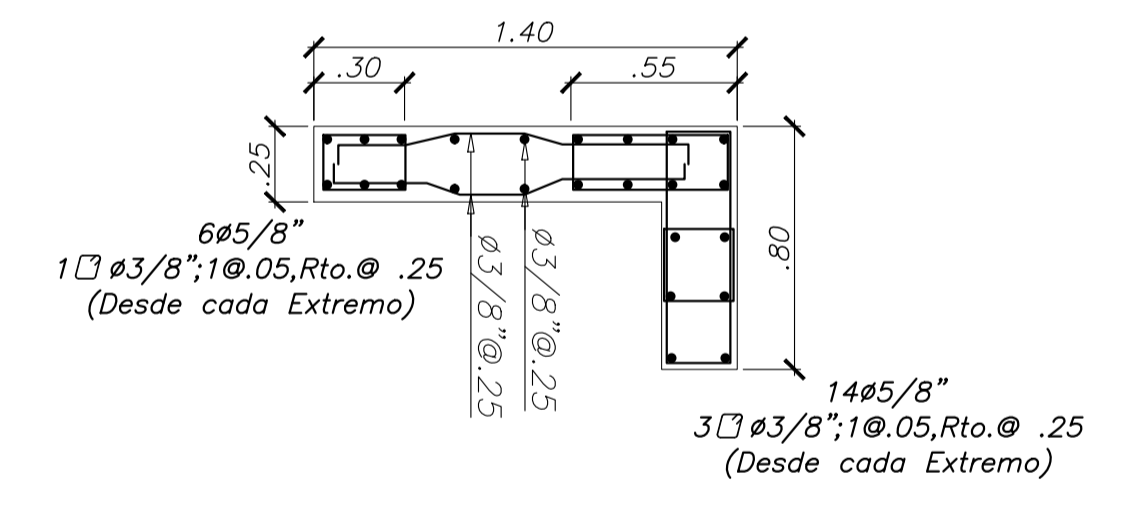
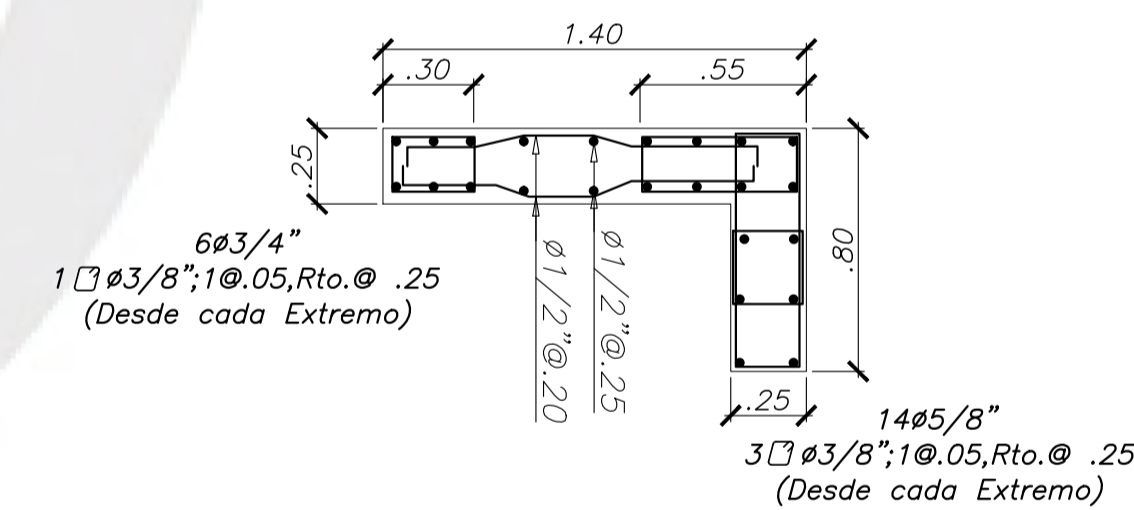


**PL-3 (1er. y 2do. Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$     **PL-3 (3er. y 4to. Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$     **PL-3 (5to. y 6to. Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$



**PL-9 (1er. y 2do. Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$

**PL-9 (3er., 4to., 5to y 6to Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$



**PL-6 (1er. y 2do. Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$

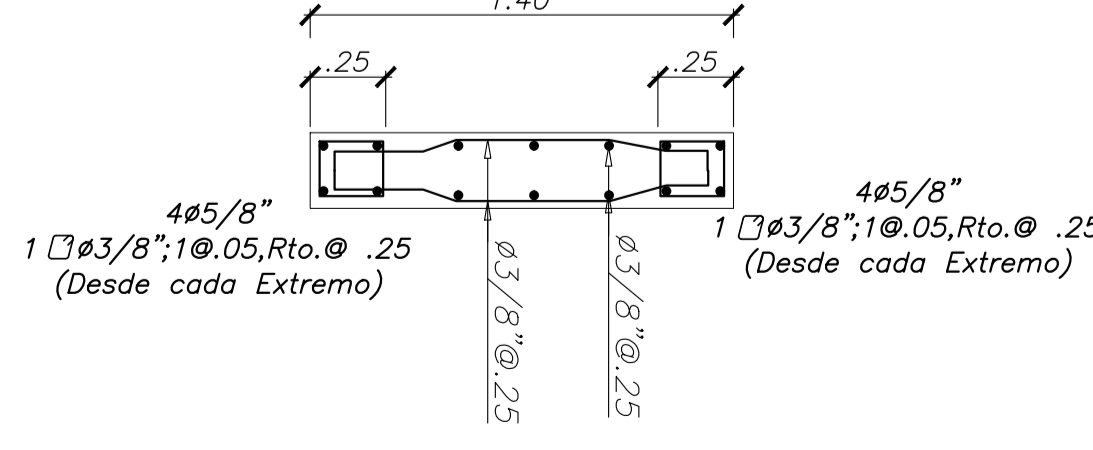
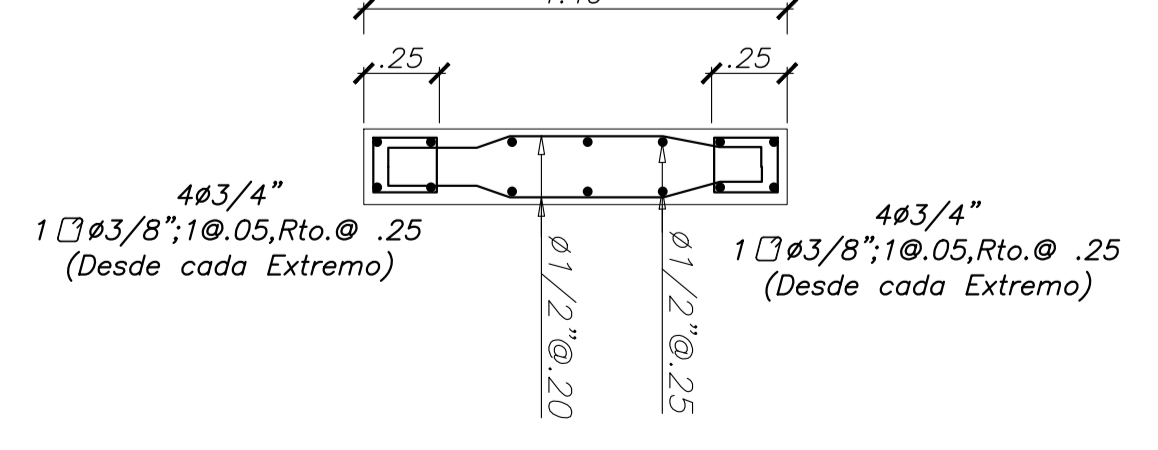
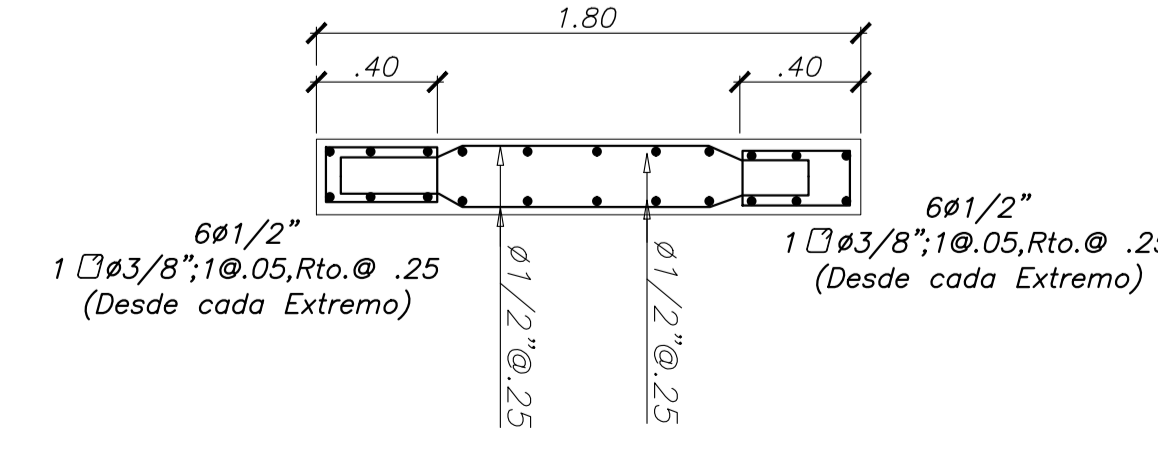
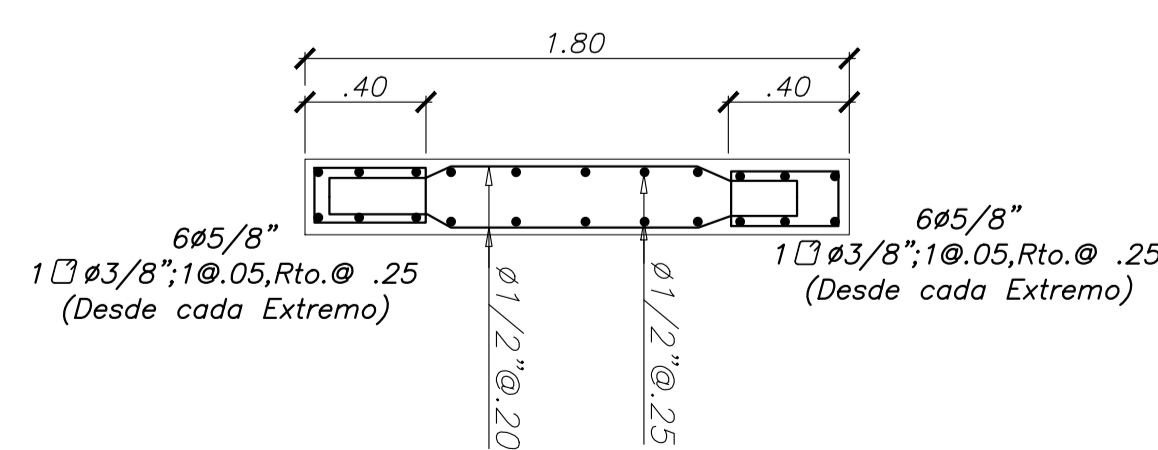
**PL-6 (3er., 4to., 5to y 6to Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$

**PL-7 (1er. y 2do. Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$

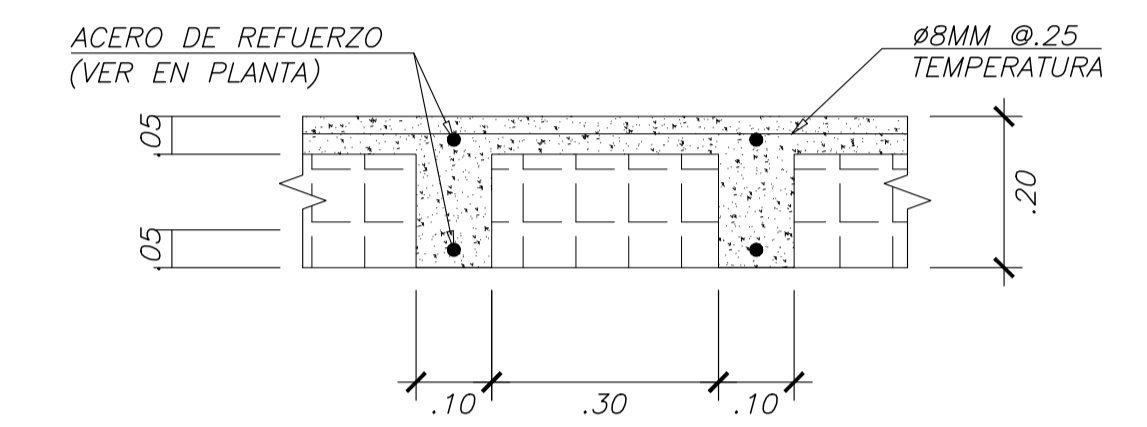
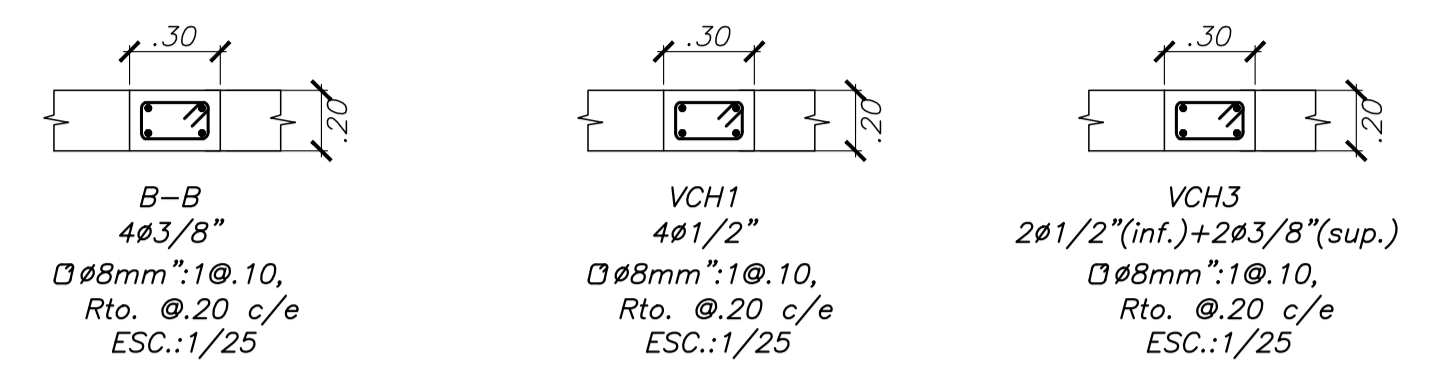
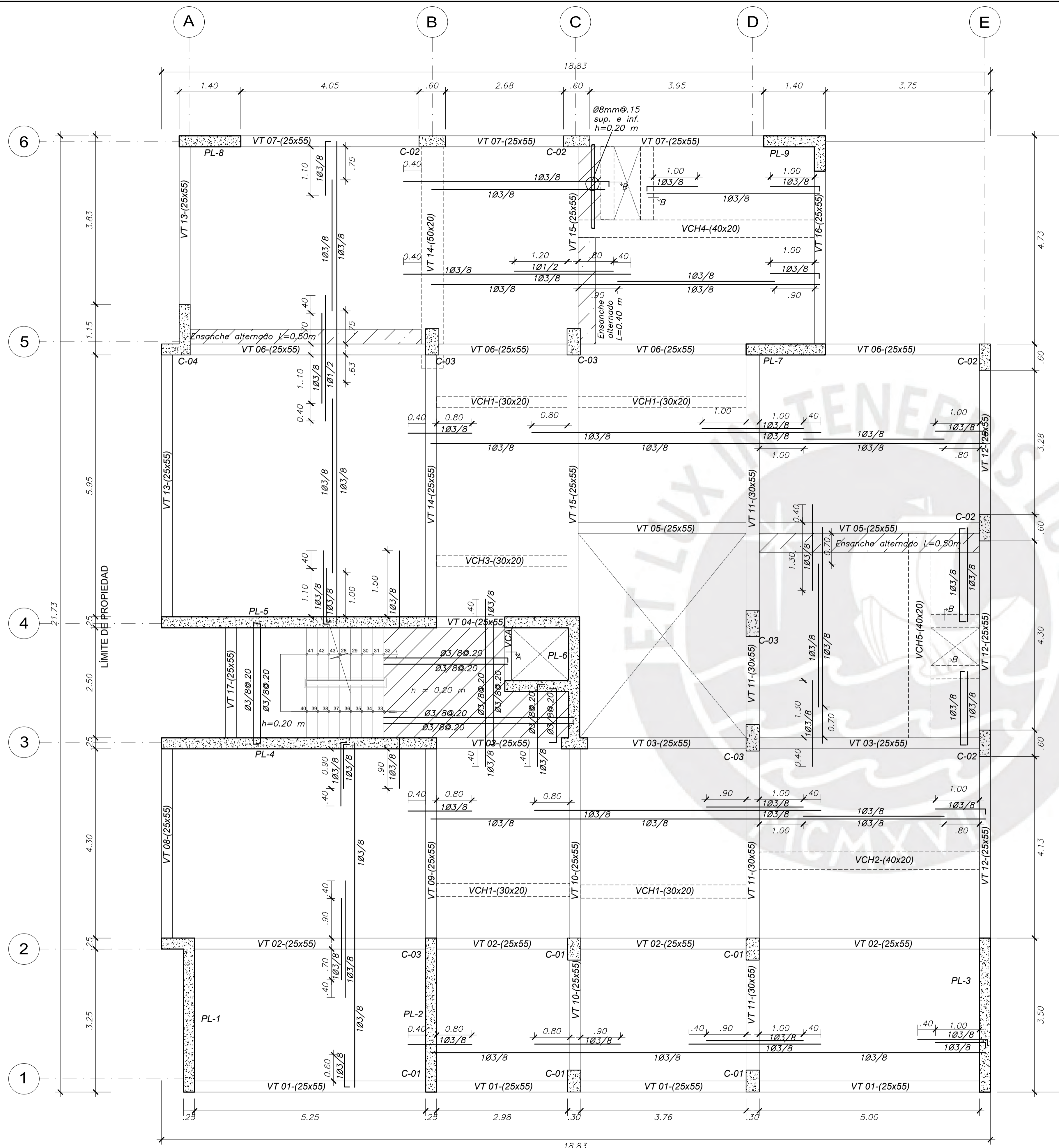
**PL-7 (3er., 4to., 5to y 6to Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$

**PL-8 (1er. y 2do. Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$

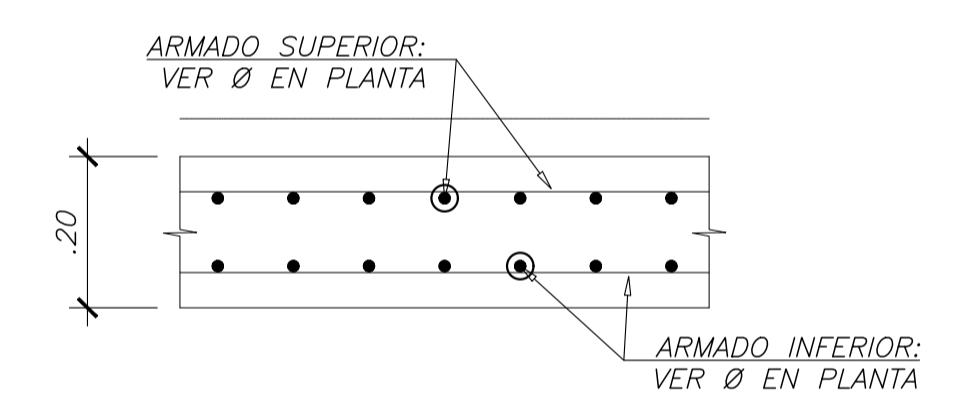
**PL-8 (3er., 4to., 5to y 6to Piso)**  $(f'c=210 \text{ kg/cm}^2)$



<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</b>			
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
PLANO :	PLACAS		
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
CCB	CCB	1/25	04/2024



**DETALLE DE LOSA ALIGERADA**  
Esc: 1/10

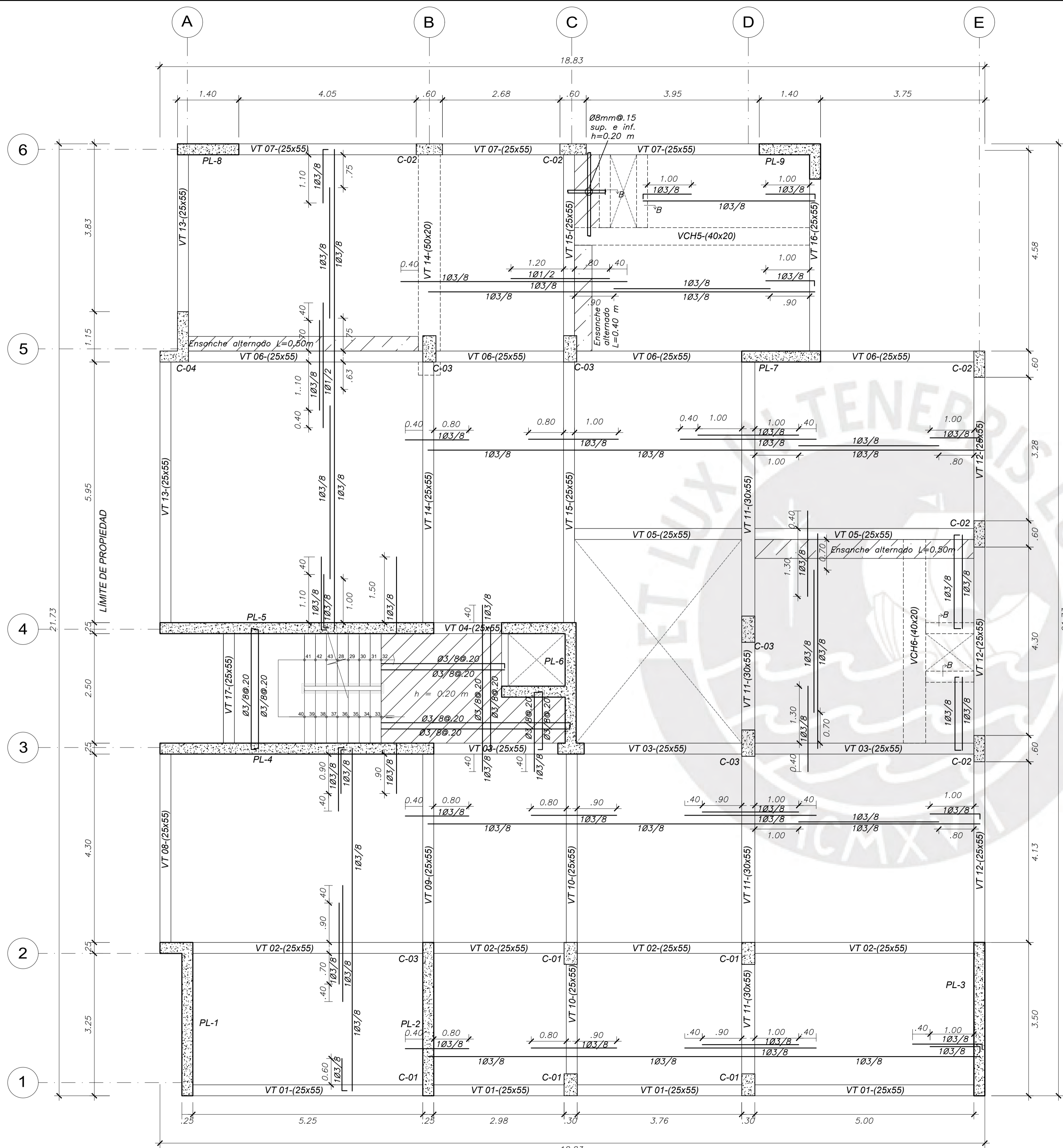


**DETALLE TÍPICO LOSA MACIZA H=0.20M.**  
Esc: 1/10

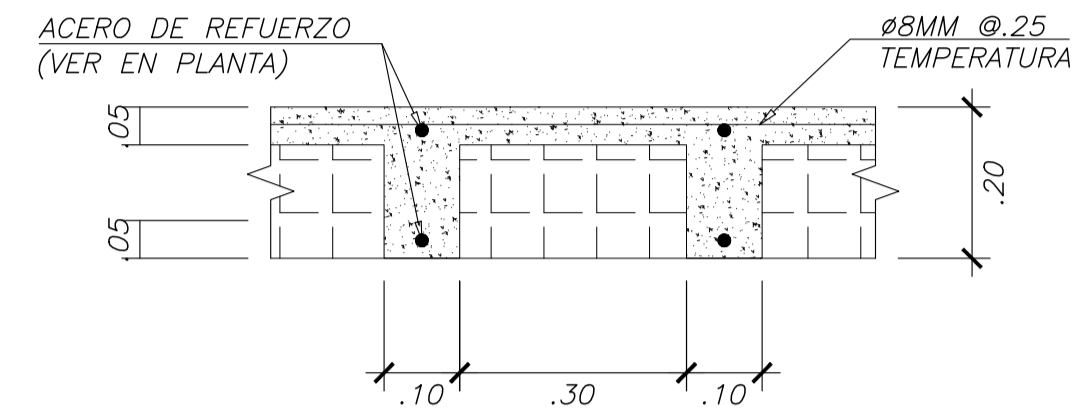
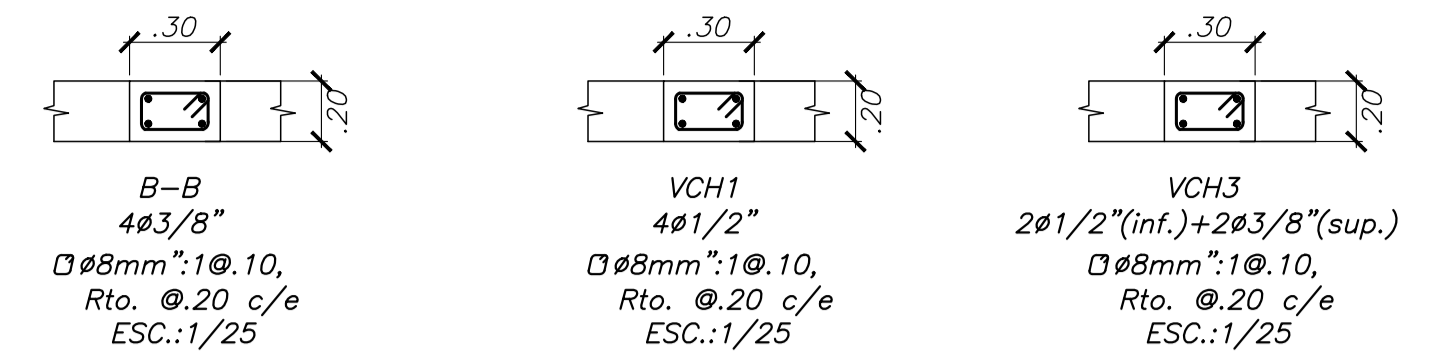
**ENCOFRADO DE PLANTA TÍPICA**  
(h = 0.20 m)  
S/C : 200 kg/m<sup>2</sup>  
Esc: 1/50

<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</b>			
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
PLANO :	ENCOFRADO TÍPICO		
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
CCB	CCB	1/50	04/2024

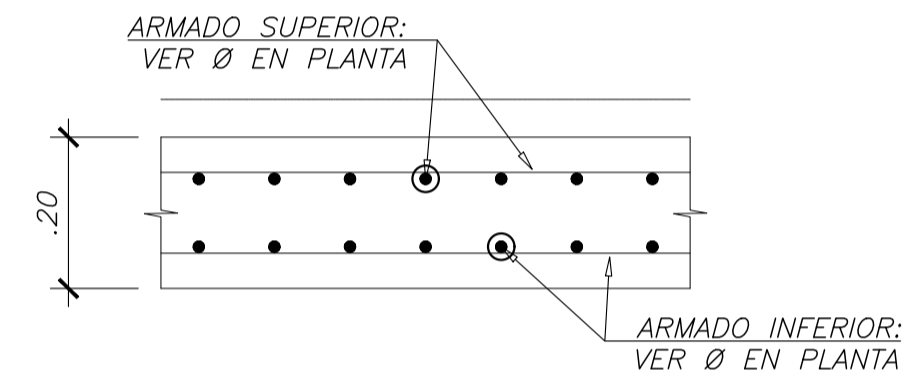
LAMINA N° :  
**E-05**  
5 de 8



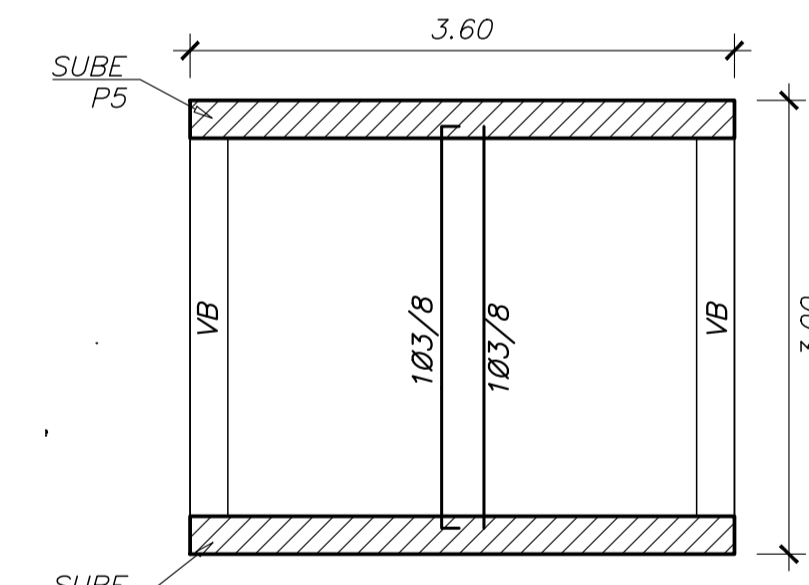
**ENCOFRADO DE AZOTEA**  
 (h = 0,20 m)  
 S/C : 100 kg/m<sup>2</sup>  
 Esc: 1/50



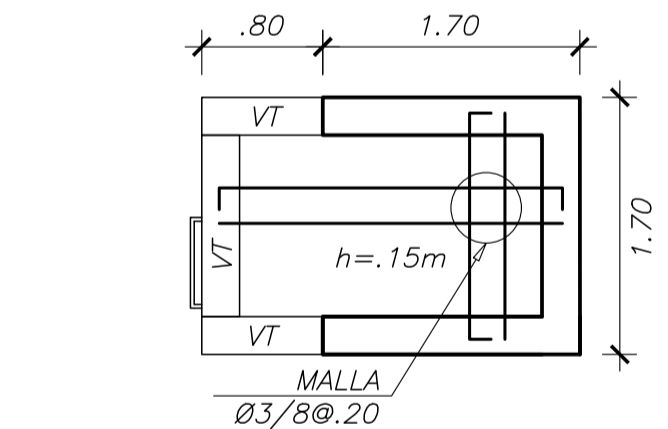
**DETALLE DE LOSA ALIGERADA**  
 Esc: 1/10



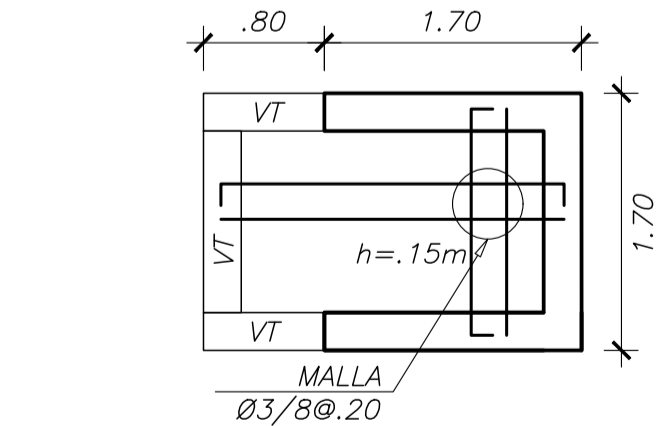
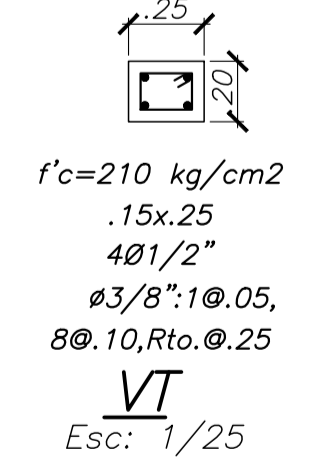
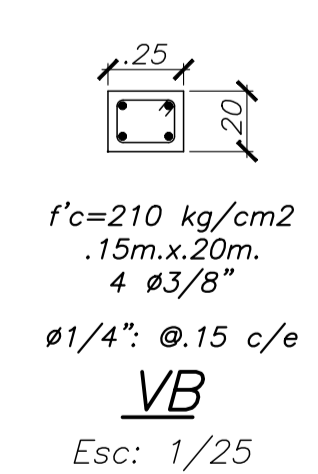
**DETALLE TIPICO LOSA MACIZA H=0.20M.**  
 Esc: 1/10



**TECHO DE ESCALERA**  
 (h = 0,20 m)  
 S/C : 100 kg/m<sup>2</sup>  
 Esc: 1/50

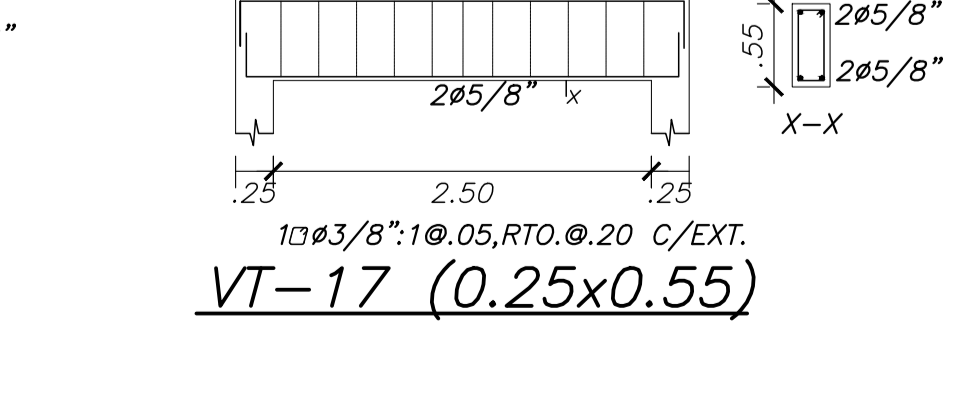
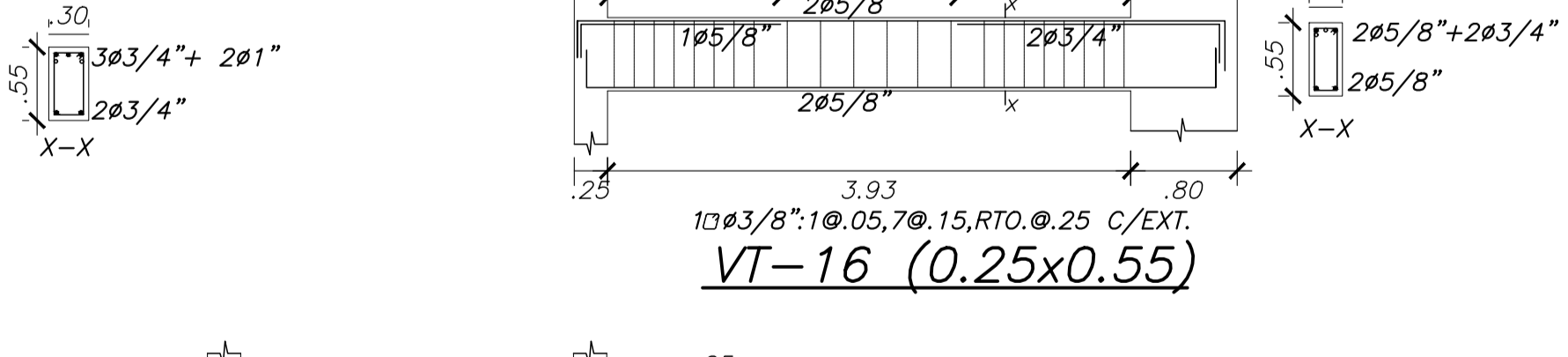
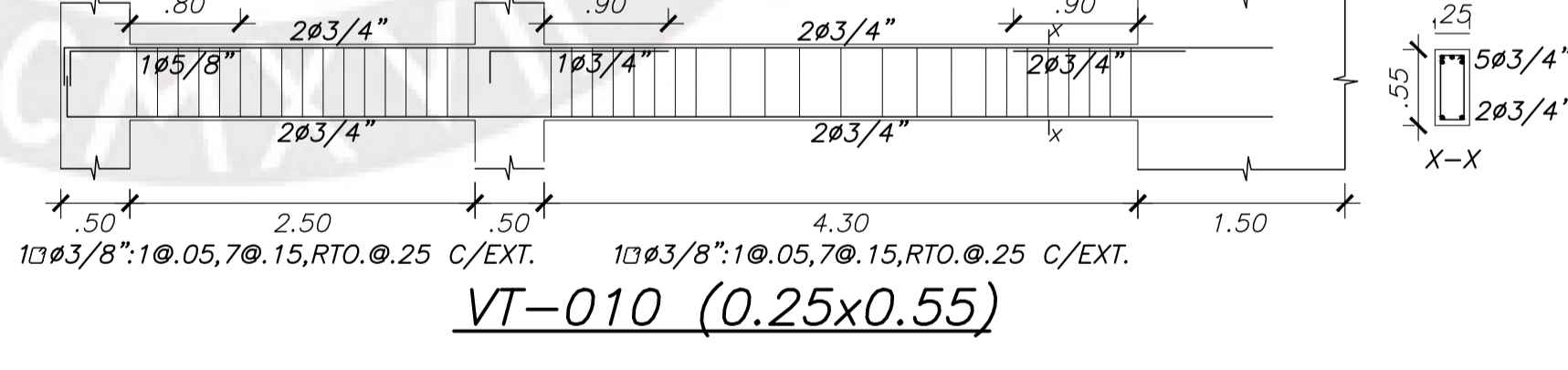
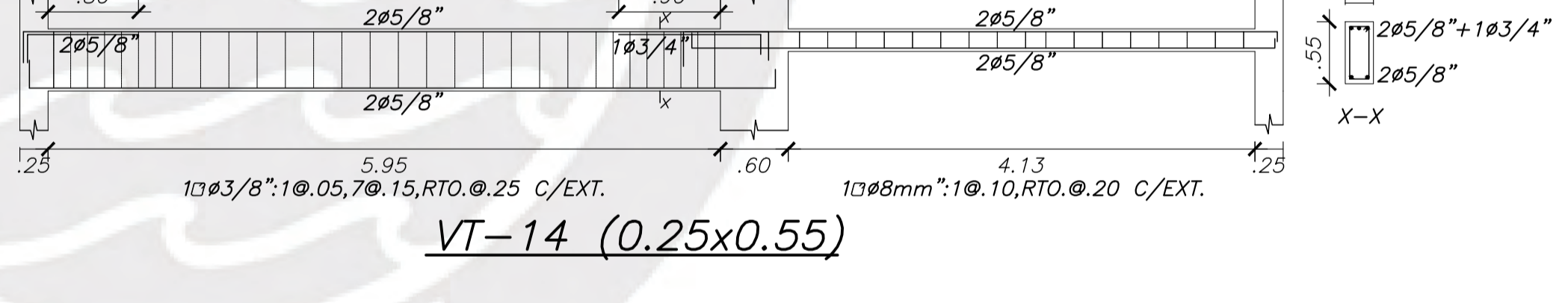
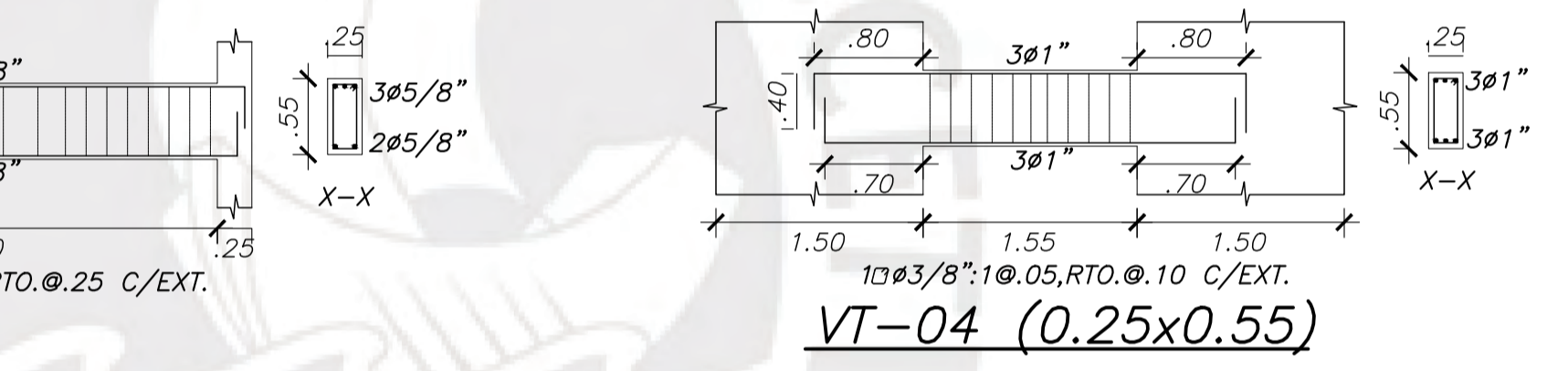
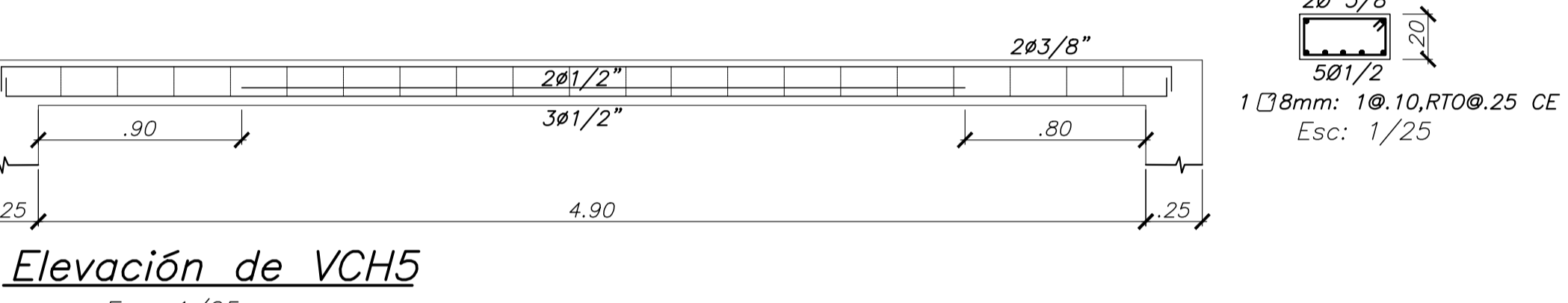
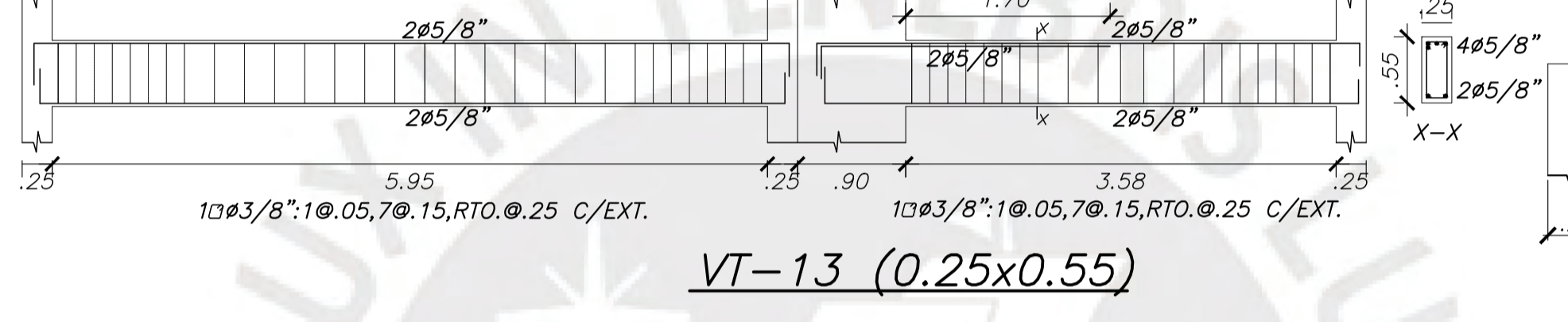
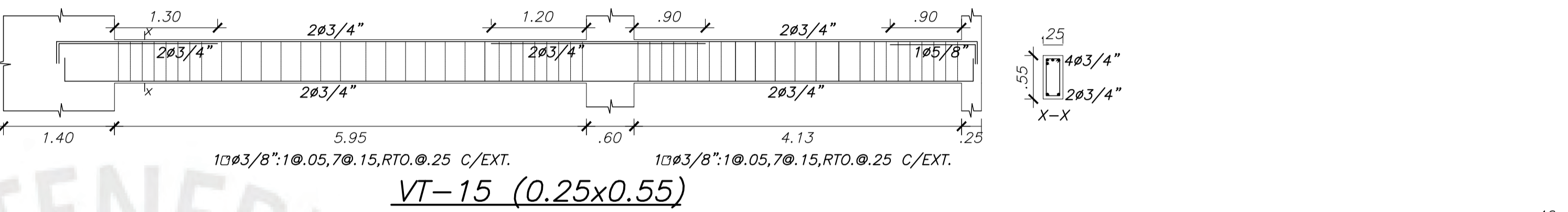
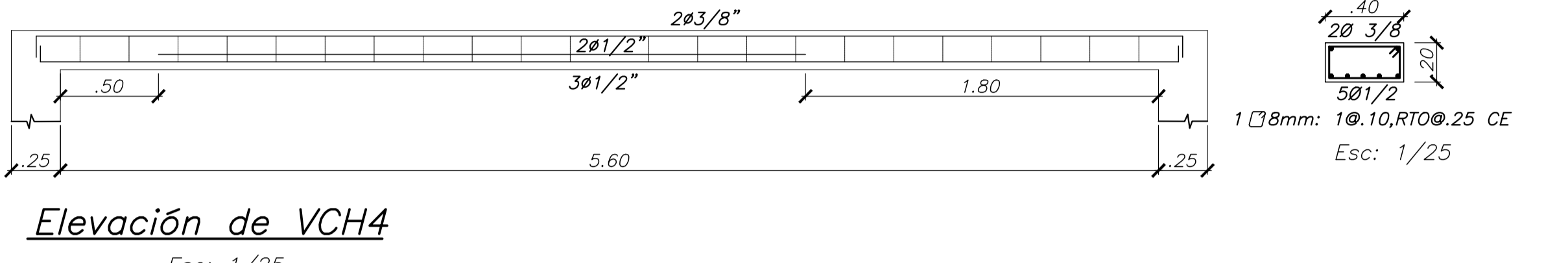
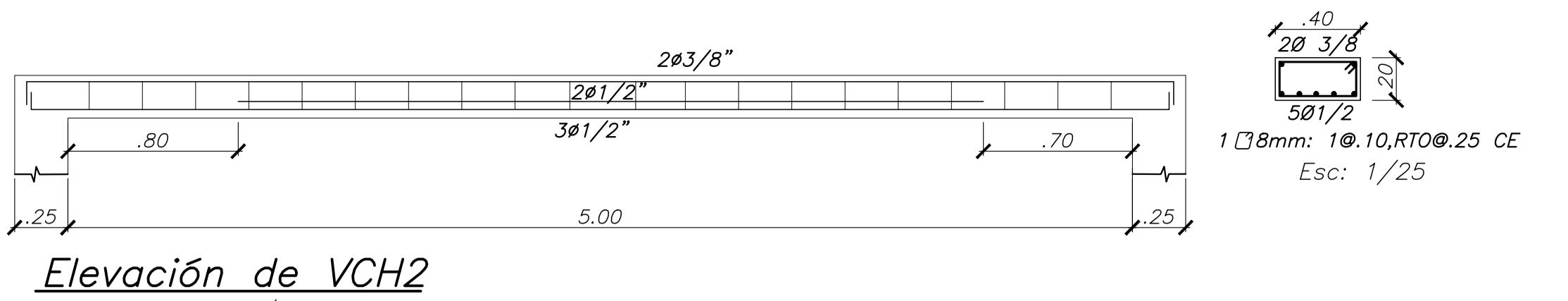
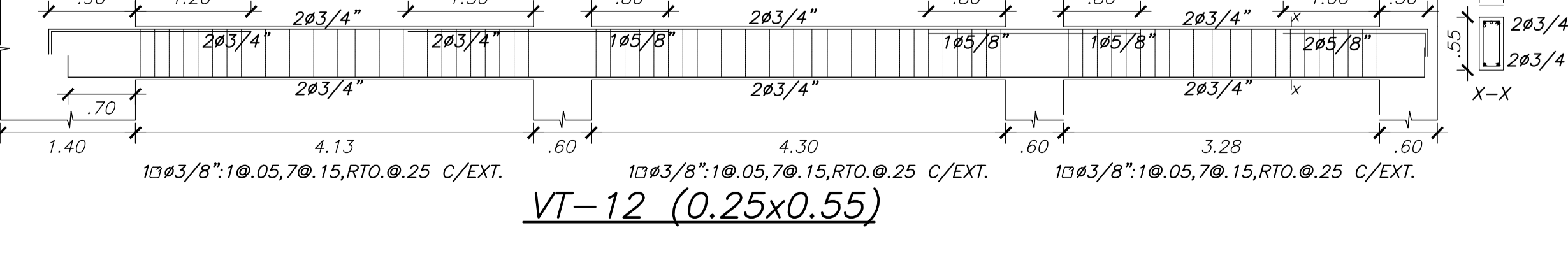
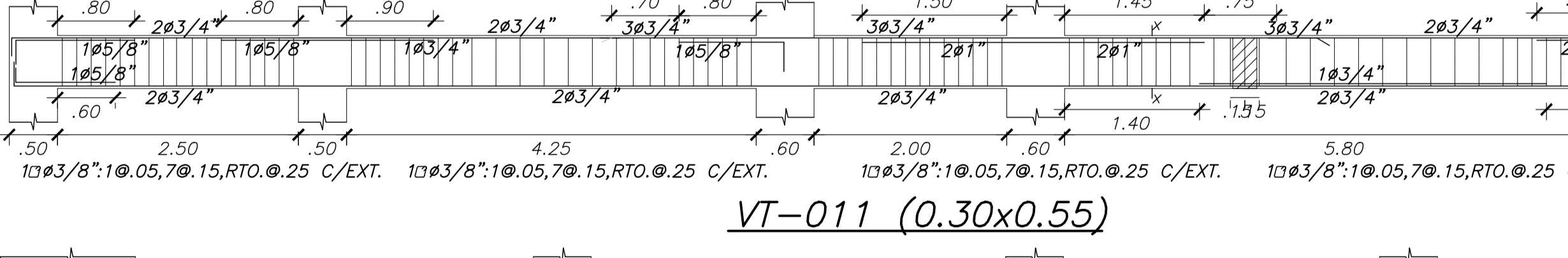
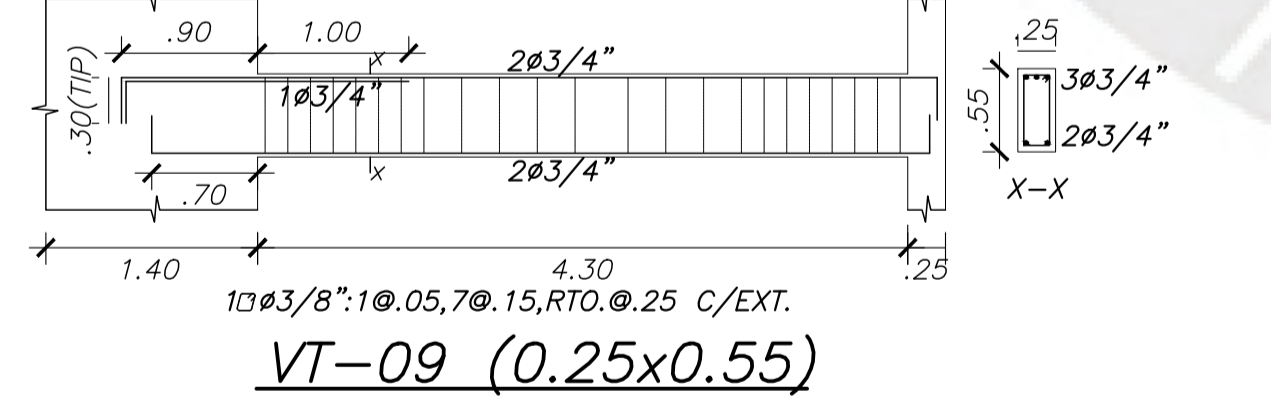
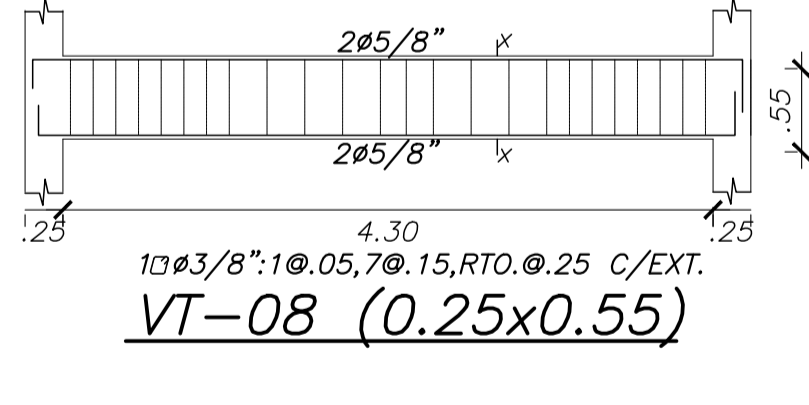
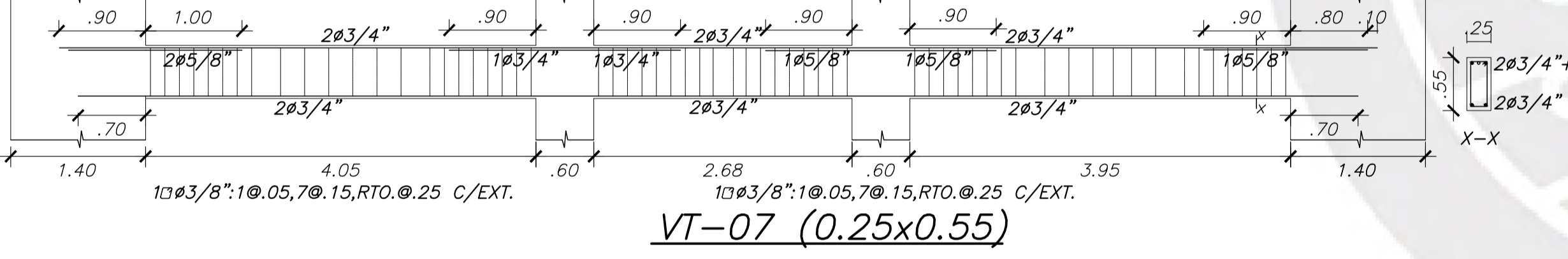
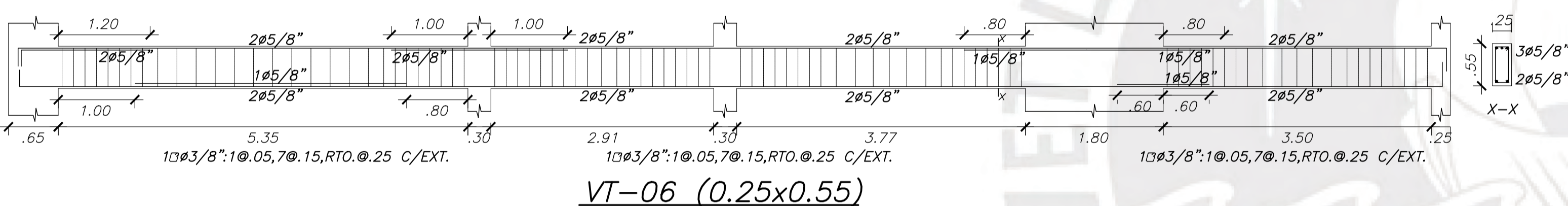
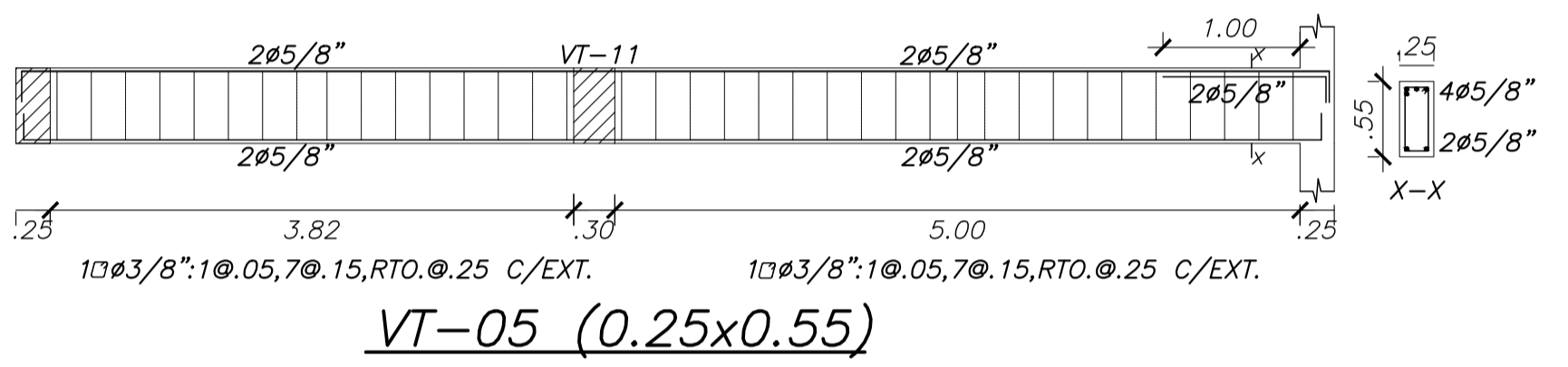
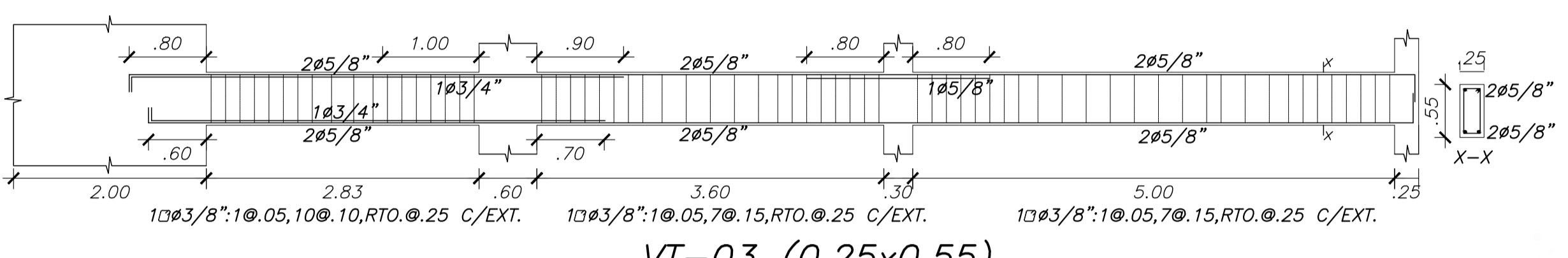
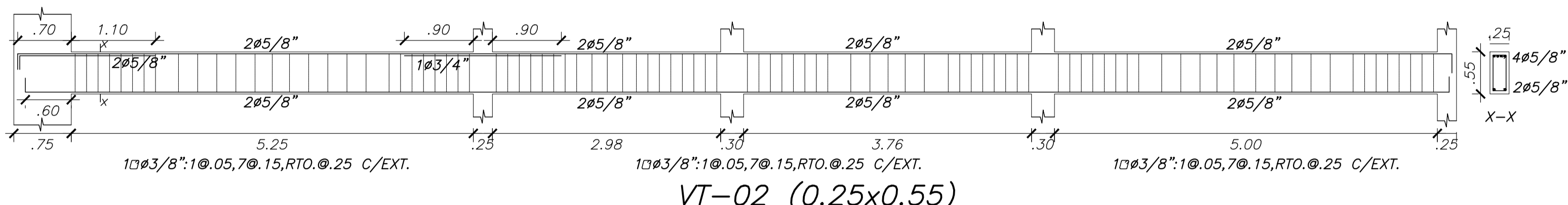
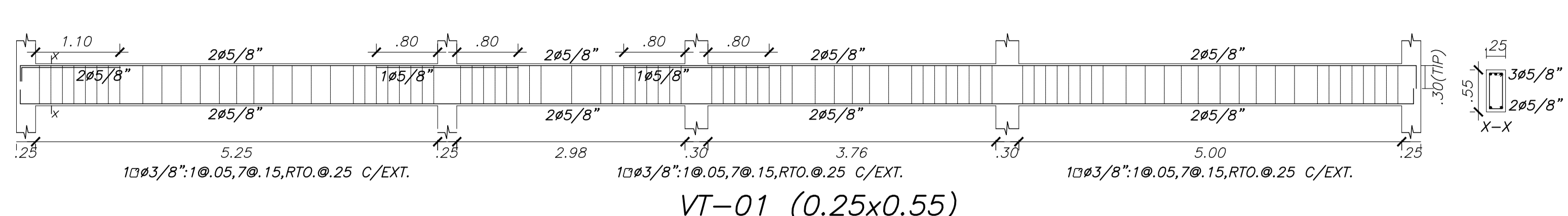


**PLANTA DE CTO. MAQUINAS**  
 Esc: 1/50

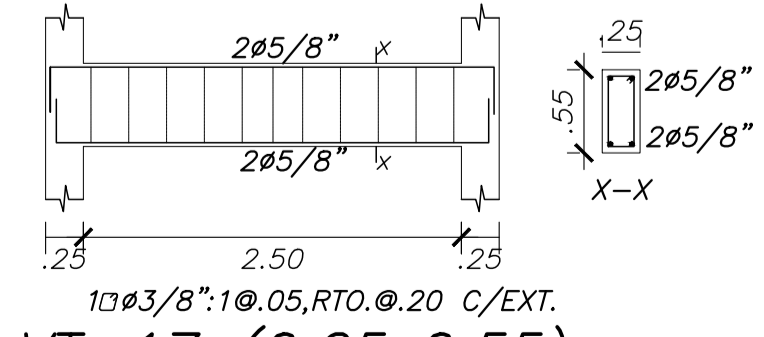
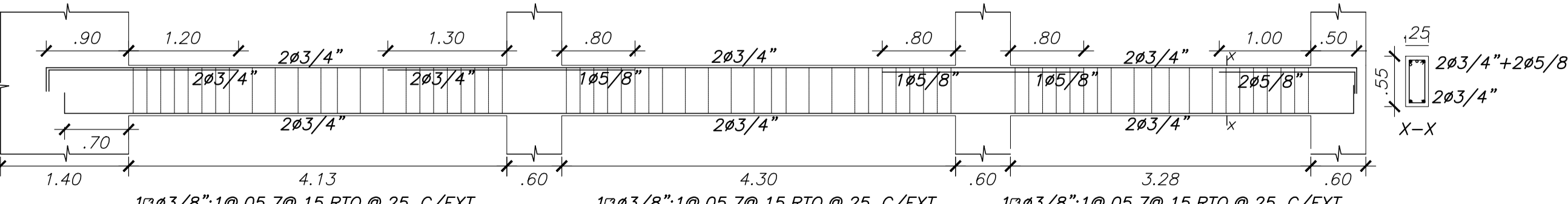
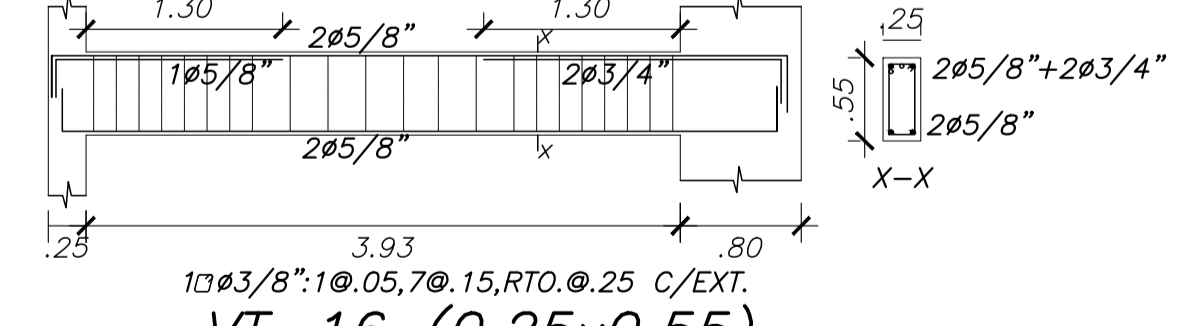
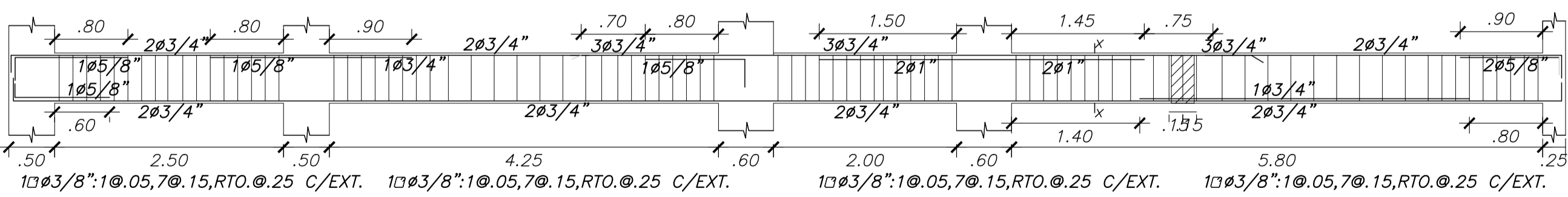
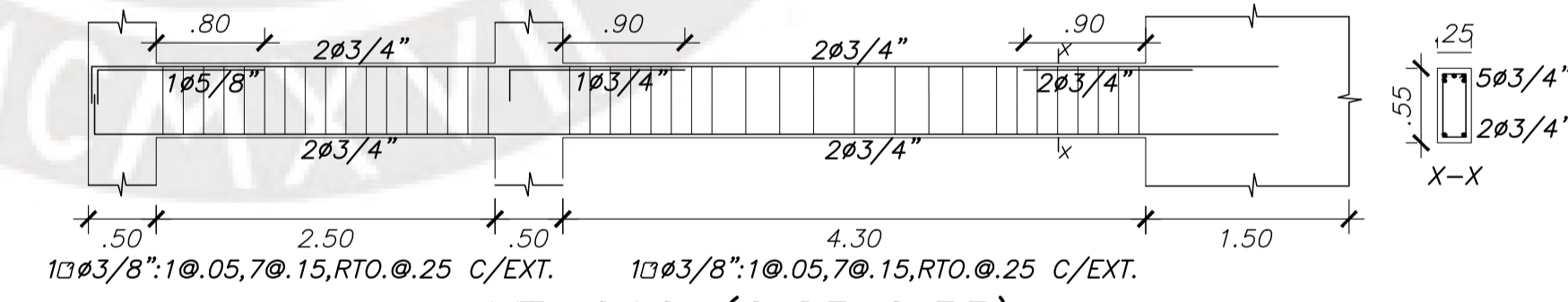
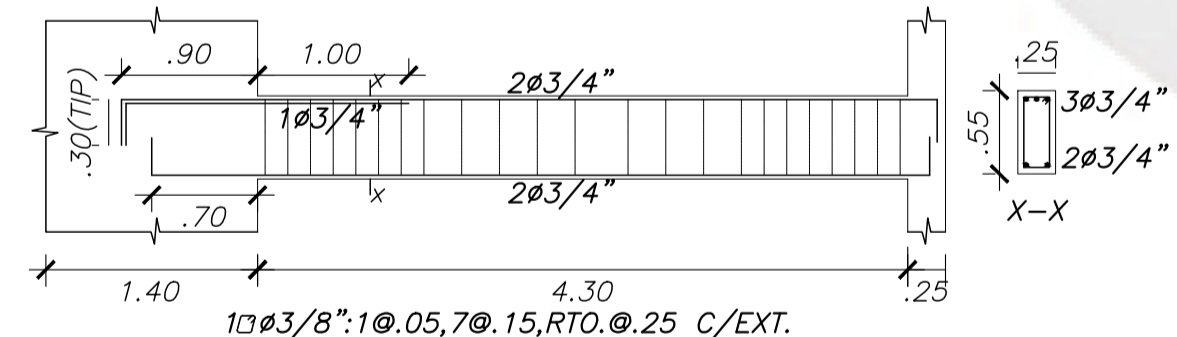
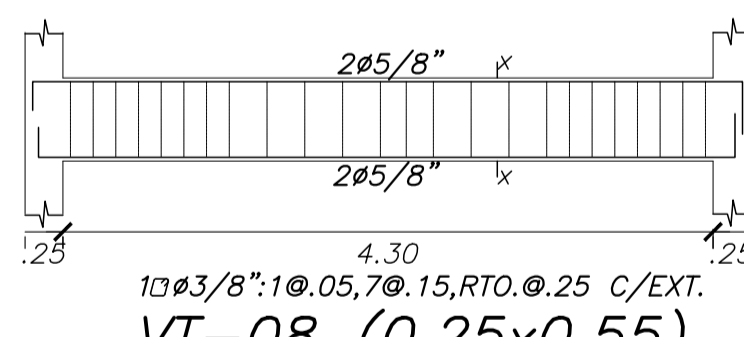
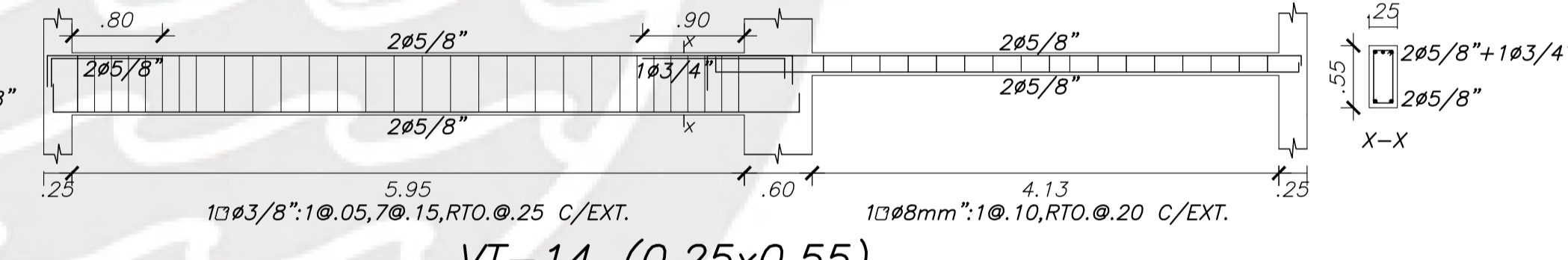
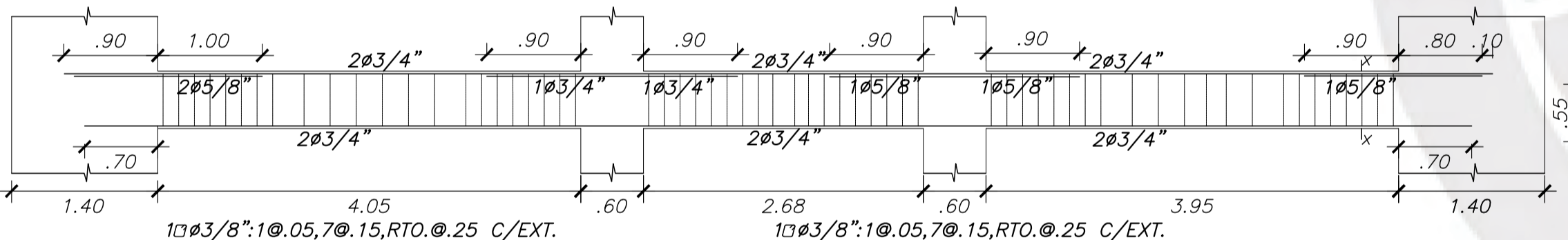
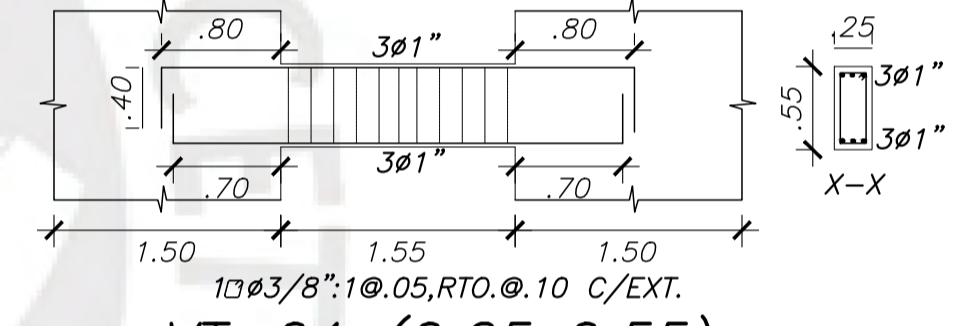
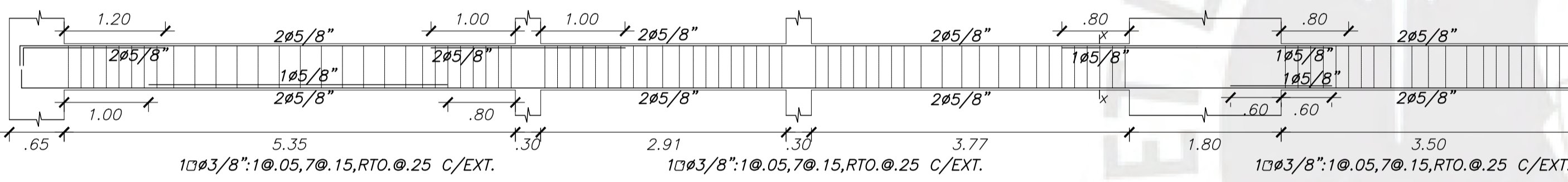
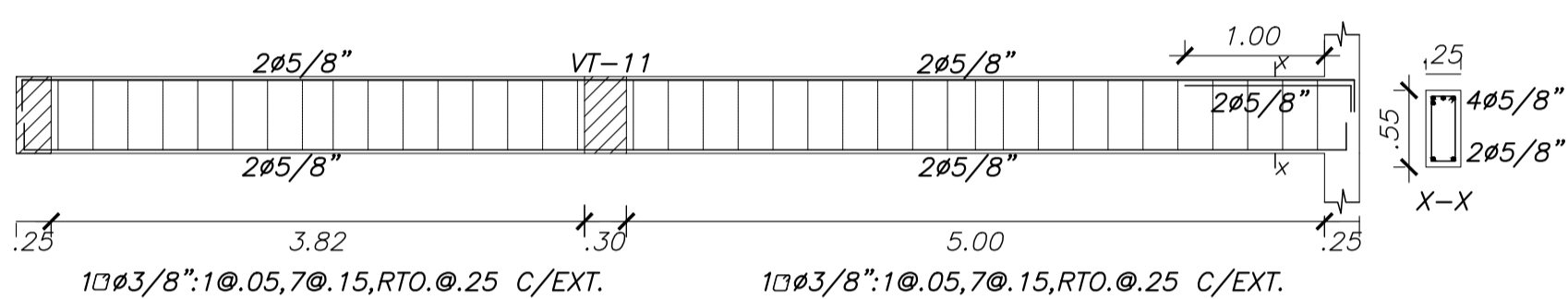
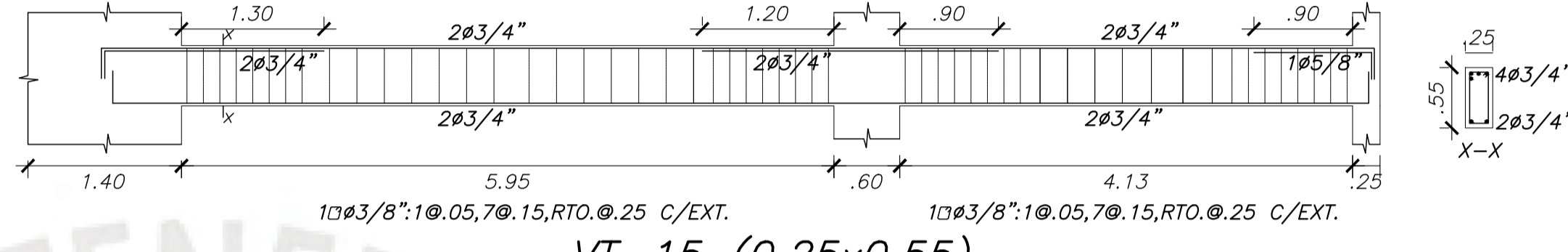
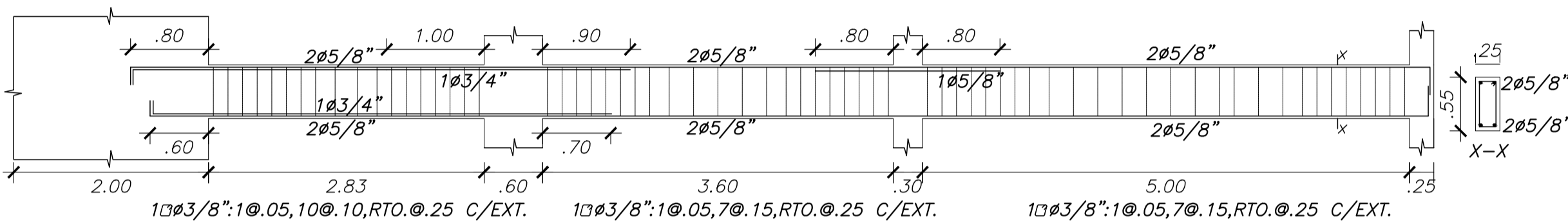
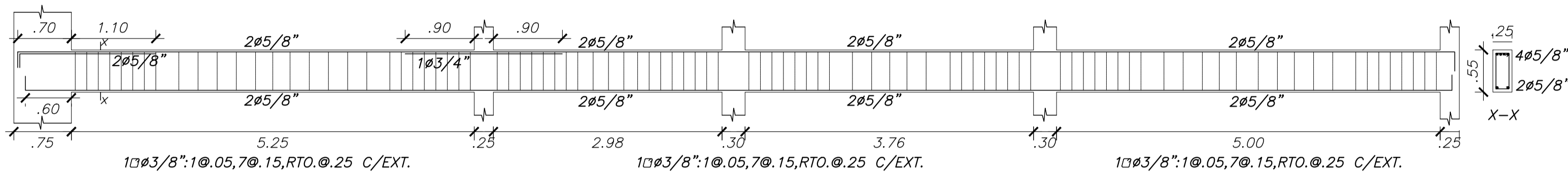
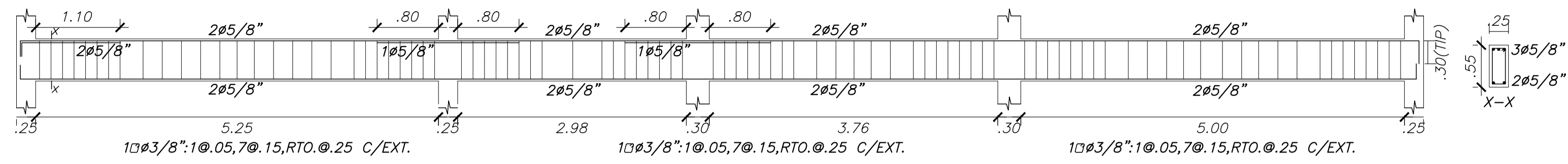


**TECHO DE CTO. MAQUINAS**  
 Esc: 1/50

<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</b>			
PROYECTO :	EDIFICIO FAMILIAR		
TESISTA :	CERILGUSTO CARRASCO BOZA		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
PLANO :	ENCOFRADO AZOTEA		
DISEÑO:	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
CCB	CCB	1/50	04/2024



<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</b>			
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
PLANO :	VIGAS(I)		
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
CCB	CCB	1/50	04/2024



<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATORICA DEL PERU</b>			
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
TESISTA :	CESAR AUGUSTO CARRASCO BOZA		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
PLANO :	VIGAS(II)		
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
CCB	CCB	1/50	04/2024

LAMINA N° :  
**E-08**  
8 de 8