

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Alexander Puquio Palacios

ASESOR:

Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, Diciembre, 2021

RESUMEN

Esta tesis consiste en el análisis y diseño estructural de un edificio de departamentos de 5 pisos con azotea ubicado en la zona de Miraflores de Lima, Perú. Además, el edificio cuenta con 8 departamentos, cada uno con su propio baño.

El edificio multifamiliar cuenta con un área techo típico de aproximadamente de 165 m²., en un suelo que tiene excesiva cantidad de grava que son muy comunes del suelo propio de Lima, con una presión admisible de 40 ton/m² a una profundidad de 1.50m que se obtienen del estudio mecánica de suelos.

El sistema estructural del proyecto es de muros estructurales. El sistema de cubierta del edificio, utilizado es de losas aligeradas y losas macizas en los baños. Los elementos estructurales de cimentación fueron de zapatas conectadas y zapatas combinadas.

El modelo 3D se generó con todos los elementos estructurales en el software Etabs con todos los esfuerzos relevantes para el análisis sísmico del edificio. Las cargas estáticas y vivas se derivaron de la Norma de Carga E.020 y, como consecuencia, se obtuvieron los desplazamientos máximos y las derivas máximas de la edificación, estos valores se encuentran dentro de los límites establecidos por la Norma E .030.

Luego, se realizó los metrados de los elementos estructurales para obtener los trazos de fuerzas internas, y se comparó con los valores que obtenidas por Etabs. Además, se realizó los diseños de los elementos estructurales que se basó en la norma E.060. Finalmente, se diseñó elementos adicionales como la cisterna y las escaleras.



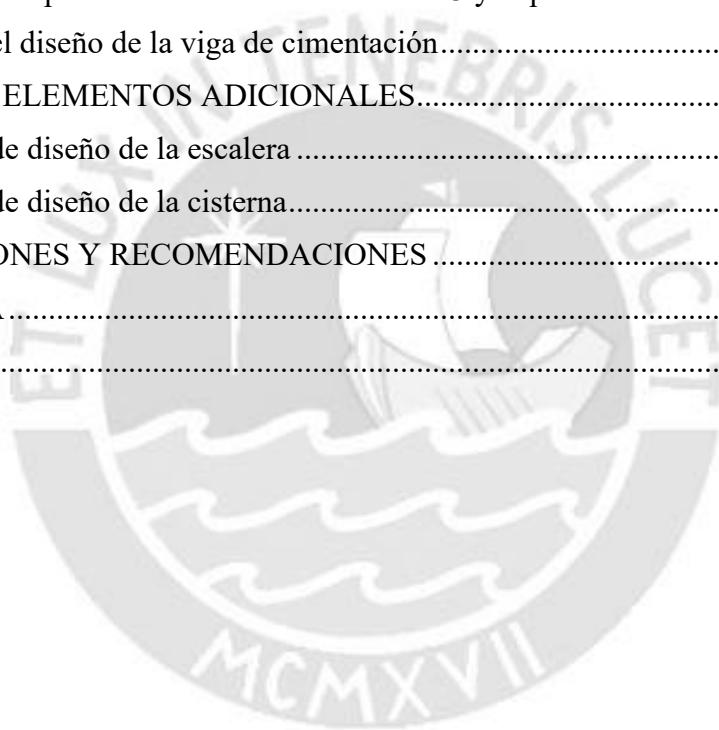
Agradezco mi familia por el soporte incondicional en todos los aspectos para lograr mis metas.

Al Ing. Daniel Quiun por su disponibilidad en ayudarme para el desarrollo de la tesis.

Contenido

1. ASPECTOS GENERALES	1
1.1 Descripción del edificio	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Justificación	2
1.4 Consideraciones generales	2
1.5 Normas técnicas para el diseño del proyecto	3
2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	4
2.1 Consideraciones para la estructuración	4
2.2 Estructuración de los elementos estructurales	5
2.3 Predimensionamiento de los elementos estructurales	6
3. ANÁLISIS SÍSMICO	9
3.1. Introducción	9
3.2 Representación del edificio en el programa Etabs	10
3.3. Análisis de modos y frecuencias	11
3.4. Análisis por superposición espectral	12
3.4.1. Representación del espectro de diseño	12
3.4.2. Análisis de los desplazamientos inelásticos	14
3.4.3 Verificación de irregularidades	15
3.5 Análisis Traslacional	18
3.6. Peso del Edificio	18
3.7. Cortante de diseño	19
3.8. Junta de sísmica	20
4. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	21
4.1 Generalidades de diseño por resistencia	21
4.2 Diseño en Concreto armado	22
5. DISEÑO DE LOSA ALIGUERADA Y VIGA CHATA	28
5.1. Consideraciones generales para el diseño de losa aligerada	28
5.2 Ejemplo de diseño de losa aligerada	29
5.3 Ejemplo de diseño de la viga chata	33
6. DISEÑO DE VIGAS	36
6.1. Ejemplo de diseño de la viga tramo 1	36
6.2 Ejemplo de diseño de la viga tramo 2	43

7.DISEÑO DE COLUMNAS.....	50
7.1 Consideraciones generales para el diseño de columnas	50
7.4 Ejemplo de diseño de la Columna	53
8 DISEÑO DE PLACAS.....	59
8.1 Consideraciones generales para el diseño de placas	59
8.2 Ejemplo de diseño de la placa.....	61
9. DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	70
9.1 Consideraciones generales para el diseño para cimentaciones superficiales.....	70
9.2 Modelo de la cimentación.....	72
9.3 Ejemplo de Zapata conectada de la columna C3 y la placa PI-4	72
9.4 Ejemplo del diseño de la viga de cimentación.....	79
10. DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES.....	81
10.1 Ejemplo de diseño de la escalera	81
10.2 Ejemplo de diseño de la cisterna.....	84
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	87
BIBLIOGRAFÍA.....	89
ANEXOS.....	90



Índice de Tablas

Tabla 3.1 Modos, periodos y porcentaje de masa participativa.....	11
Tabla 3.2 Valores del los centros de masa y los centros de rigidez de la edificación.....	12
Tabla 3.3 Factores sísmicos del Edificio.....	13
Tabla 3.4 Derivas máximas en dirección X.....	14
Tabla 3.5 Derivas máximas en dirección Y.....	15
Tabla 3.6 Verificación de irregularidades.....	15
Tabla 3.7 Verificación de piso blando en eje X.....	16
Tabla 3.9 Verificación torsional del eje X.....	17
Tabla 3.10 Verificación torsional del eje Y.....	17
Tabla 3.11 Confirmación del Coeficiente R_o	18
Tabla 3.12 Comparación entre los periodos obtenidos en un análisis dinámico 3D y un análisis traslacional.....	18
Tabla 3. 14 Factor de escalamiento.....	19
Tabla 3.15 Resultados de la junta sísmica para cada dirección de análisis.....	20
Tabla 4.1 Valores de los factores de reducción de resistencia para cada diseño.....	21
Tabla 4.2 Espesores mínimos de vigas no pre esforzadas o losas en 1 dirección.....	26
Tabla 5.1 Valores de las cargas muertas.....	28
Tabla 5.2 Valores de las cargas vivas.....	29
Tabla 5.3 Resultado del cálculo de área de acero de aligerado.....	31
Tabla 5.4 Resultado del cálculo de area de acero de la viga chata.....	34
Tabla 6.2 Resultados del espaciamiento para la viga V-07 tramo 1.....	39
Tabla 6.3 Resultados del área de acero para la viga V-07 tramo 2.....	46
Tabla 6.4 Resultados del espaciamiento para la viga V-07 tramo 2.....	47
Tabla 7.1 Metrado detallado de la carga muerta del primer nivel.....	53
Tabla 7.2 Metrado detallado de la carga muerta del piso típico.....	53
Tabla 7.3 Metrado detallado de la carga muerta de la azotea.....	54
Tabla 7.4 Metrado por nivel de la carga muerta acumulada.....	54
Tabla 7.5 Resultado de la carga viva por piso.....	54
Tabla 7.6 Resultados de las cargas de la columna C1.....	55
Tabla 7.7 Combos de carga de la columna C1.....	55
Tabla 8.1 Metrado detallado de la carga muerta del primer nivel.....	62

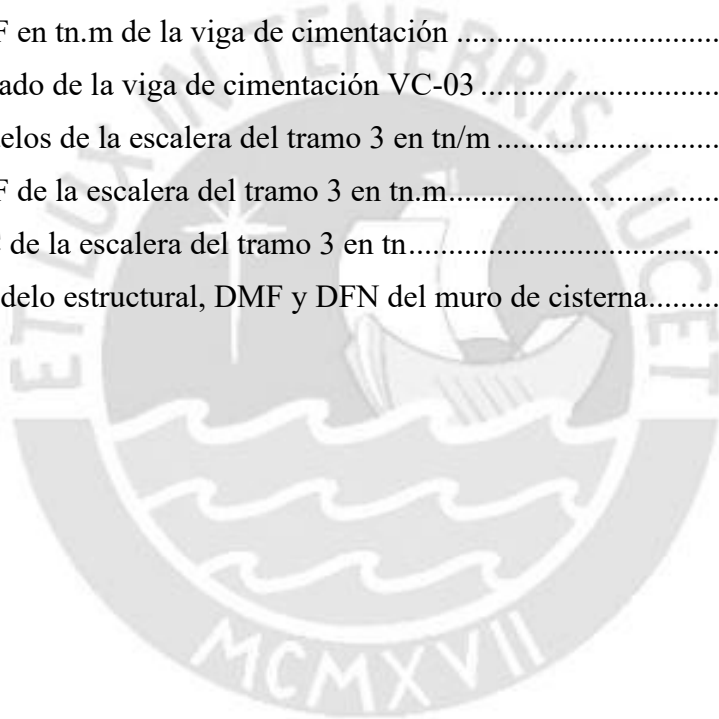
Tabla 8.2	Metrado detallado de la carga muerta del piso típico.....	62
Tabla 8.3	Metrado detallado de la carga muerta de la azotea.....	62
Tabla 8.4	Metrado por nivel de la carga muerta acumulada	63
Tabla 8.5	Resultado de la carga viva por piso	63
Tabla 8.6	Resultados de las cargas de la placa PL-1	63
Tabla 8.7	Combos de carga de la placa PL-1	64
Tabla 8.8	Valores de la distribución de acero con su respectiva posición	65
Tabla 9.1:	Resumen diseño por flexión en la zapata de la placa Pl-4	78
Tabla 9.2:	Resumen diseño por flexión en la zapata de la placa C3	78
Tabla 10.1	Resultado del diseño de aceros para la escalera.	83

Índice de Figuras

<i>Figura 1.1</i>	La distribución arquitectónica de la planta típica del edificio.....	1
<i>Figura 2.1</i>	Asignación de elementos estructurales en un techo típico	5
<i>Figura 3.1.</i>	Vista en 3D de la edificación en Etabs.....	10
<i>Figura 3.2</i>	Vista en un techo típico en Etabs	11
<i>Figura 3.3</i>	Representación gráfica del espectro de diseño de T vs Sa	14
<i>Figura 4.1</i>	Diagrama de deformación y esfuerzos en sección rectangular	22
<i>Figura 4.2</i>	Corte de fierro en elementos a cargas de gravedad	25
<i>Figura 4.3</i>	Consideraciones par el corte de fierro en vigas.....	26
<i>Figura 5.1</i>	Dimensiones de la vigueta típica de la losa aligerada	28
<i>Figura 5.2</i>	Ubicación en el plano de la vigueta a diseñar	30
<i>Figura 5.3</i>	Modelo de la vigueta seleccionada.....	30
<i>Figura 5.4</i>	DMF de la vigueta seleccionada en Tn.m	30
<i>Figura 5.5</i>	DFC de la vigueta seleccionada en Tn	31
<i>Figura 5.6</i>	Armado final de la vigueta seleccionada.....	33
<i>Figura 5.7</i>	Modelo de la viga chata seleccionada	33
<i>Figura 5.8</i>	DMF de la viga chata seleccionada en Tn.m.....	34
<i>Figura 5.9</i>	DFC de la viga chata seleccionada en Tn a.....	33
<i>Figura 5.10</i>	Armado final de la viga chata.....	35
<i>Figura 6.1</i>	Modelo de la viga V- 07 tramo 1.....	37
<i>Figura 6.2</i>	DMF por carga muerta en Tn.m.....	37

<i>Figura 6.3</i> DMF por carga viva en Tn.m	37
<i>Figura 6.4</i> DMF por sismo en X en Tn.m.....	38
<i>Figura 6.5</i> DMF por sismo en Y en Tn.m.....	38
<i>Figura 6.6</i> DMF de la envolvente de la viga tramo 1 en Tn.m.....	38
<i>Figura 6.7</i> DFC de la envolvente de la viga tramo 1 en Tn.....	39
<i>Figura 6.8</i> Caso análisis para diseño por capacidad	40
<i>Figura 6.9</i> Requerimiento de estribos en viga	41
<i>Figura 6.10</i> Elevación de la Viga V-07 tramo 1	43
<i>Figura 6.11</i> Modelo de la viga V- 07 tramo 2.....	44
<i>Figura 6.12</i> DMF por carga muerta en Tn.m.....	44
<i>Figura 6.13</i> DMF por carga viva en Tn.m.....	45
<i>Figura 6.14</i> DMF por sismo en X en Tn.m.....	45
<i>Figura 6.15</i> DMF por sismo en Y en Tn.m.....	45
<i>Figura 6.16</i> DMF de la envolvente de la viga tramo 2en Tn.m.....	46
<i>Figura 6.18</i> Armado de la Viga V-07 tramo 2.....	49
<i>Figura 7.1</i> DI, Resistencias nominales y de diseño.	51
<i>Figura 7.2</i> Distribución del espaciamiento del estribo en columnas	52
<i>Figura 7.3</i> Representación de la área de tributaria de la columna C-01 -F.....	53
<i>Figura 7.4</i> DI de diseño de la columna C-01	56
<i>Figura 7.5</i> DI nominal de la columna C1.....	57
<i>Figura 7.6</i> Armado de la columna C-1.....	58
<i>Figura 8.1</i> Representación de los elementos confinados de borde en los muros.	61
<i>Figura 8.2</i> Representación del área tributaria de la placa PL-1en planta.....	61
<i>Figura 8.3</i> Propuesta de armado de la placa PL-1	64
<i>Figura 8.4</i> DI de diseño de la placa PL-1	65
<i>Figura 8.5</i> Distribución de acero para el cálculo del eje neutro “c”	65
<i>Figura 8.6</i> DI nominal de la placa PL-1.....	67
<i>Figura 8.7</i> Armado final de la placa PL-1	69
<i>Figura 9.1</i> Representación para el diseño por fuerza cortante en zapata.	70
<i>Figura 9.2</i> Representación para el diseño por punzonamiento en zapata.	71
<i>Figura 9.3</i> Vista en 3D del modelo de la cimentación en Safe	72
<i>Figura 9.4</i> Modelo de la zapata conectada uniendo la Pl-4 y C3.....	73

<i>Figura 9.5</i> Esfuerzos del suelo a cargas de servicio en la zapata conectada.....	73
<i>Figura 9.6</i> Esfuerzos del suelo a carga de servicio más 80% sismo X(positivo) en la zapata conectada	74
<i>Figura 9.7</i> Esfuerzos del suelo a carga de servicio más 80% sismo X(negativo) en la zapata conectada	74
.....	75
<i>Figura 9.8</i> Esfuerzos del suelo a carga de servicio más 80% sismo Y(positivo) en la zapata conectada	75
<i>Figura 9.9</i> Esfuerzos del suelo a carga de servicio más 80% sismo Y(negativo) en la zapata conectada	75
<i>Figura 9.10</i> Refuerzo de las zapatas conectada de P14 y C3.....	79
<i>Figura 9.11</i> DMF en tn.m de la viga de cimentación	79
<i>Figura 9.12</i> Armado de la viga de cimentación VC-03	80
<i>Figura 10.1</i> Modelos de la escalera del tramo 3 en tn/m	82
<i>Figura 10.2</i> DMF de la escalera del tramo 3 en tn.m.....	82
<i>Figura 10.3</i> DFC de la escalera del tramo 3 en tn.....	83
<i>Figura 10.4</i> Modelo estructural, DMF y DFN del muro de cisterna.....	85



1. ASPECTOS GENERALES

1.1 Descripción del edificio

El proyecto está destinado a ser proyecto multifamiliar que se encuentra en el distrito de Miraflores, en Lima. El edificio presenta 5 niveles y azotea. En la primera planta está destinado a ocho estacionamientos en la parte trasera del edificio y el primer piso; los pisos característicos, en áreas que si están construidas las viviendas cuenta con dos departamentos por nivel y también la azotea en áreas que utilizan en común y recreación. La altura de los pisos es de 2.7m y el techo característico tiene un área aproximada de 165 m². Sobre la base y sin modificaciones de los planos de arquitectura, se diseña con un sistema de muros estructurales de concreto armado. Asimismo, las estructuras soportan las cargas que vienen de las losas de cada nivel, así como las vibraciones sísmicas. En la cubierta de la edificación se utiliza losas macizas, en los baños y volados, y aligerado convencional.

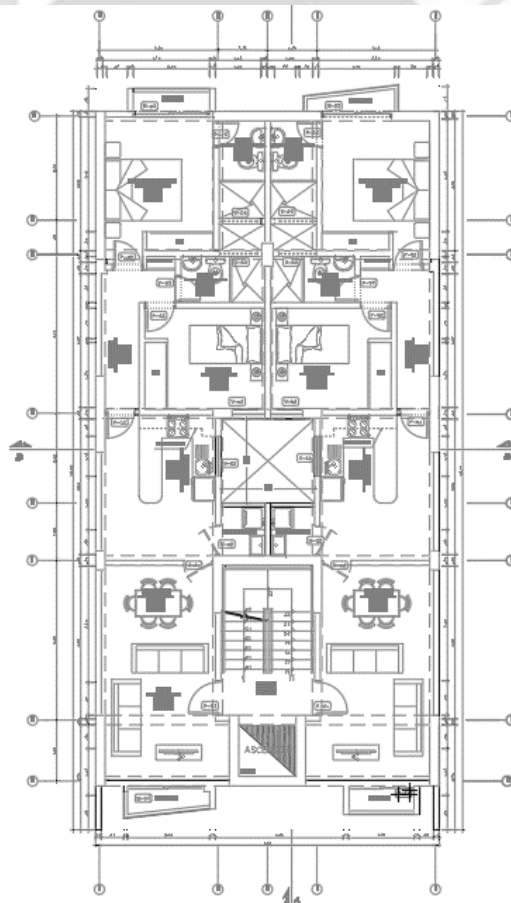


Figura 1.1 La distribución arquitectónica de la planta típica del edificio

1.2 Objetivos

Objetivo general

- Realizar el diseño estructural del edificio multifamiliar de concreto armado 5 pisos de acuerdo las RNE ubicado en distrito de Miraflores y elaborar los planos estructurales

Objetivos específicos

- Estructurar y predimensionar el edificio multifamiliar para evitar problemas de corte y torsión debido a cargas sísmicas
- Realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales y obtener un análisis sísmico a través del modelado en el programa ETABS para evaluar la correcta estructuración de la edificación siguiendo las normas de Diseño Sismorresistente E.030
- Diseñar columnas, vigas, viguetas, placas, cimentaciones y escaleras en concreto armado siguiendo NTE de Concreto Armado E.060

1.3 Justificación

Ahora es una realidad que el concreto armado predomina en la edificación residencial, y en nuestro contexto urbano; por su solidez, practicidad en la construcción, estabilidad y resistencia a terremotos y cargas gravitacionales. Si bien es cierto en el Perú, el diseño de edificios de concreto armado se basa en cálculos sísmicos y de resistencia sísmica elaborados de acuerdo con las normas E.020, E.030 y E.060. Por ello, es importante que el diseño del edificio cumpla con estas Normas descritas, pero sin descuidar el factor económico, ya que este también es un factor determinante para la construcción del edificio propuesto.

1.4 Consideraciones generales

Se tiene las propiedades en la aplicación con los materiales a partir de los cuales se construirán son los siguientes:

Propiedades del Concreto armado:

- La resistencia a la compresión($f'c$) = 210 kg/cm²
- La constante aplicando el Módulo de Poison(μ) = 0.15
- El constante factor Módulo de la elasticidad(E_c) = $15000 \sqrt{210} = 2.17 \times 10^6$ kg/cm²

- Aplicando el Peso específico (γ) = 2.4 tnf/m³

Propiedades del acero de refuerzo grado 60

- El módulo de elasticidad(E_s)= 2000000 kg/cm²
- El esfuerzo de fluencia(f_y) = 4200 kg/cm²
- La deformación unitaria de fluencia =0.0021

1.5 Normas técnicas para el diseño del proyecto

El diseño del edificio se basa en el Reglamento Nacional de Edificación, que se utilizó las siguientes normas técnicas:

- La Norma Legal Técnica E.020 aplicados en carga
- La Norma Legal Técnica E.030 Aplicado en Diseño Sismo Resistente
- La Norma Legal Técnica E.050 Aplicado en Suelos y Cimentaciones
- La Norma Legal Técnica E.060 aplicado en Concreto Armado



2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

Según el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado (1997), la estructuración está basado en los siguientes criterios.

2.1 Consideraciones para la estructuración

a) Simetría y simplicidad

Las estructuras tienen que ser lo más simple posible para predecir el comportamiento sísmico de estas y para idealizarlas más fácil las estructuras simples. Por otro lado, estas deben tender a ser simétricas en ambas direcciones para reducir el efecto torsional.

b) Resistencia y ductilidad

Uno de las condiciones es que las estructuras deben tener resistencia y ductilidad, con una adecuada distribución de elementos verticales, para que tenga un buen comportamiento ante eventos sísmicos en ambas direcciones. Así que con una buena resistencia la estructura pueda mantenerse en el rango elástico en un sismo frecuente y con una buena ductilidad se obtendrá que las rótulas plásticas se disipen la energía generada por un sismo severo.

c) Hiperestaticidad y monolitismo

El sistema estructural debe permitir la producción de un conjunto de rotulas plásticas, con el fin de disipar la energía sísmica y aumentar la capacidad resistente.

d) Uniformidad y continuidad de la estructura

Las estructuras deben ser continuas en toda la altura del edificio con placas y columnas, es decir, en los elementos estructurales verticales.

e) Rigidez lateral

Para que resista fuerzas horizontales sin una deformación significativa se requerirá una estructura con un gran número de muros estructurales en ambas direcciones para obtener una alta rigidez lateral.

f) Diafragma rígido

Para que una losa se considere un diafragma rígido, debe tener una alta rigidez axial. Es muy importante que la losa actúe como un diafragma rígido para que se pueda, mediante la distribución asumir las fuerzas horizontales en función de la rigidez de las placas y columnas.

2.2 Estructuración de los elementos estructurales

Se comenzó con las estructuras en la base a la arquitectura propuesta sin tratar de modificarla y si es posible realizar los cambios en una mínima cantidad. Además, algunas columnas ya estaban definidas y se trató de respetarlo. Asimismo, todas las losas aligeradas tienen viguetas en la dirección X. Se tendrá vigas chatas, porque los tabiques son paralelos a las viguetas. Además, se tendrá un muro alrededor de la escalera y en el ascensor. También, se puede observar en forma de pórticos, tiene una gran cantidad de columnas y vigas. Finalmente, se emplean losas macizas para los baños y balcones para así darle un comportamiento de un diafragma rígido.

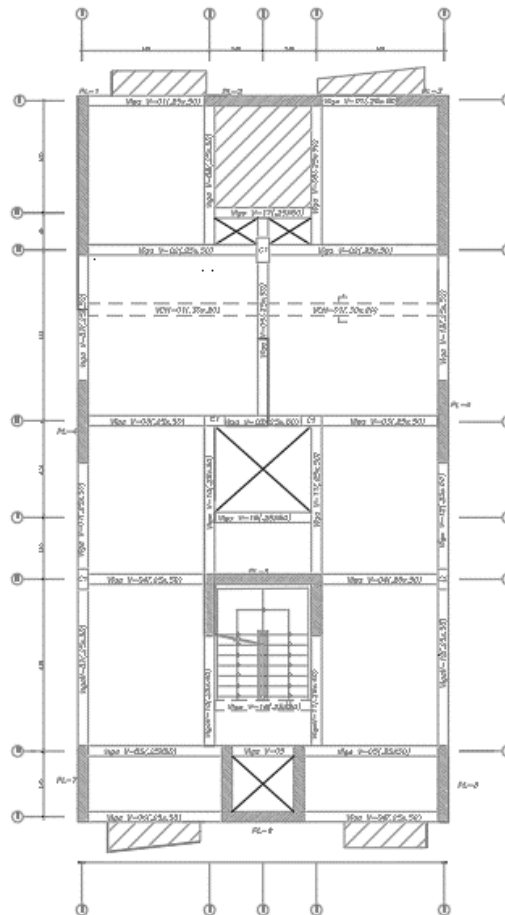


Figura 2.1 Asignación de elementos estructurales en un techo típico

2.3 Predimensionamiento de los elementos estructurales

El dimensionamiento preliminar permite obtener los primeros valores dimensionales para cada elemento estructural de acuerdo con los principales criterios propuestos por los ingenieros. Las dimensiones estimadas pueden cambiar o no; siempre deben tener en cuenta las dimensiones arquitectónicas y otras características, que también serán analizadas en el diseño final. Se utilizará como referencia para el libro Estructuración y Diseño de Edificios de Concreto Armado (1997).

Predimensionamiento de losas aligeradas

En la edificación de la luz libre más crítica es de 4.2 m en el eje X; por eso, se usó un espesor de 20 cm en la dirección X-X.

Predimensionamiento de losas macizas

Se puede observar que las losas con una o dos direcciones, dependiendo de la siguiente relación:

$A/B \leq 2$: Losas en dos direcciones

$A/B > 2$: Losas en una dirección

Donde:

A: es la luz libre mayor

B: es la luz libre menor

Así

$A = 2.48\text{m}$ y $B = 2.35\text{ m}$

$A/B = 1.06 \Rightarrow$ es una losa maciza en dos direcciones

Se siguió los siguientes criterios:

- 1° criterio:

$$h = \frac{\text{Luz libre mayor}}{40} = \frac{248}{40} = 6.2 \text{ cm}$$

- 2° criterio:

$$h = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{248 * 2 + 235 * 2}{180} = 5.4 \text{ cm}$$

Se puede demostrar en los 2 criterios que se dimensionó la losa en dos direcciones con un peralte de 15 cm.

Predimensionamiento de vigas peraltadas

Se dimensiona considerando un peralte entre 1/10 a 1/12 a luz libre de mayor longitud

$$h = \frac{L.L}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm}$$

$$h = \frac{L.L}{12} = \frac{390}{12} = 32.5 \text{ cm}$$

Sin embargo, se usará peralte de 50, porque es muy poco común en edificio multifamiliares usar peraltes menores a este.

$$B = H * \frac{1}{2} = 25 \text{ cm}$$

Esta edificación contará con vigas de una sección de dimensiones .25x.50 m, por ser un edificio multifamiliar.

Predimensionamiento de vigas chatas

Se predimensionaron con dimensiones .30x.20 m y .15x. 20 m; estas se encuentran en las losas aligeradas en el cual se presentan tabiques de 15 cm.

Predimensionamiento de columnas

Estos miembros verticales pueden soportar cargas gravitacionales aplicadas a losas y vigas, así como cargas sísmicas. En este caso, las columnas se estructuraron teniendo en cuenta las dimensiones de las vigas que iban a ser soportadas por ellas y las limitaciones arquitectónicas. Dado que esto depende del área de los afluentes, se utilizó la siguiente fórmula para determinar los tamaños mínimos como restricción:

$$A_{\text{columna}} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 * f'c}$$

Donde: $P_{\text{servicio}} = (\text{Area tributaria} * N^{\circ} \text{pisos} * 1 \text{tn/m}^2)$

Se escogió el área tributaria más crítica

$$\text{Area tributaria} = 18.52 \text{ m}^2$$

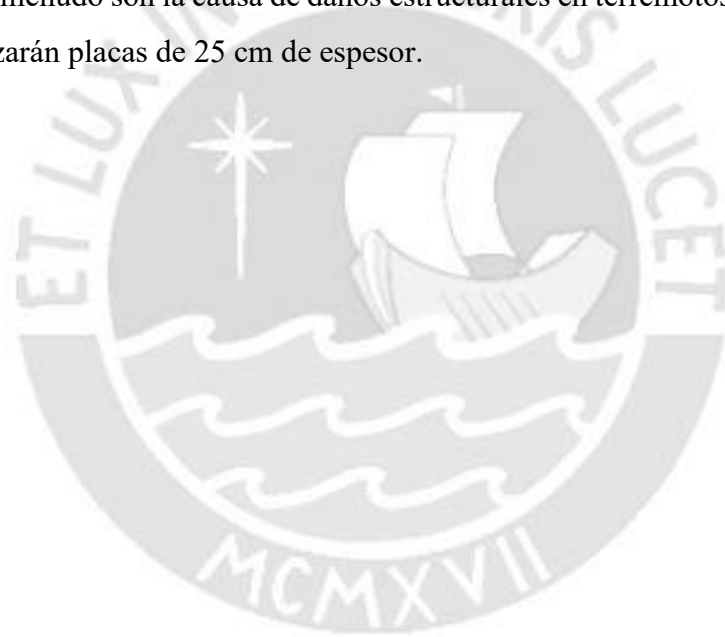
$$P_{\text{servicio}} = 18.52 * 5 * 1 = 92.6 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$A_{\text{columna}} = \frac{92.6}{0.45 * 210 / 1000} = 980 \text{ cm}^2$$

Se utilizará columnas perimetrales de 25x50 cm que comprende un área de 1250 cm² y la columna central será de 30x60 cm.

Predimensionamiento de placas

Se distribuyeron placas según la arquitectura del edificio. Además, estos deben colocarse de manera que el centro de masa y el centro de rigidez estén muy cerca para evitar problemas de torsión, que a menudo son la causa de daños estructurales en terremotos severos. Para este proyecto se utilizarán placas de 25 cm de espesor.



3. ANÁLISIS SÍSMICO

3.1. Introducción

Este capítulo es uno de los más importantes en el diseño estructural de una edificación, porque con el análisis sísmico se verificará si es que la estructuración y predimensionamiento es adecuado o no y si es incorrecto, se tiene que comenzar de nuevo desde la estructuración, tanto agregando placas, o el predimensionamiento, tanto aumentando las dimensiones de los elementos.

La NTE E.030 es la norma que se usará para realizar el análisis sísmico al edificio. Además, Según E.030 publicada en el 2018, la filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en 3 aspectos muy importante: evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad. Asimismo, la norma establece las mínimas condiciones para una estructura resistente a terremotos, ya que se encuentra en una zona sísmica. Por lo tanto, esta Norma se utilizará para el enfoque correcto del diseño sismorresistente del edificio.

Asimismo, se utilizará el Etabs para crear un modelo 3D, en el cual nos ayudará encontrar todos los valores que se realizará en el análisis sísmico. Por otro lado, Se consideran a las losas como diafragmas en cada piso con tres grados de libertad, que corresponden a dos traslacionales (ejes X e Y) y una rotacional (rotación Z).

3.2 Representación del edificio en el programa Etabs

Se realizó el modelo del edificio en el Etabs. En el modelamiento a cada piso se le asignó diafragma rígido, en los apoyos en el suelo se puso empotrado y también en los tabiques se representó como cargas distribuidas para así realizar el análisis de sísmico de la estructura y determinar que la estructuración fue la óptima.

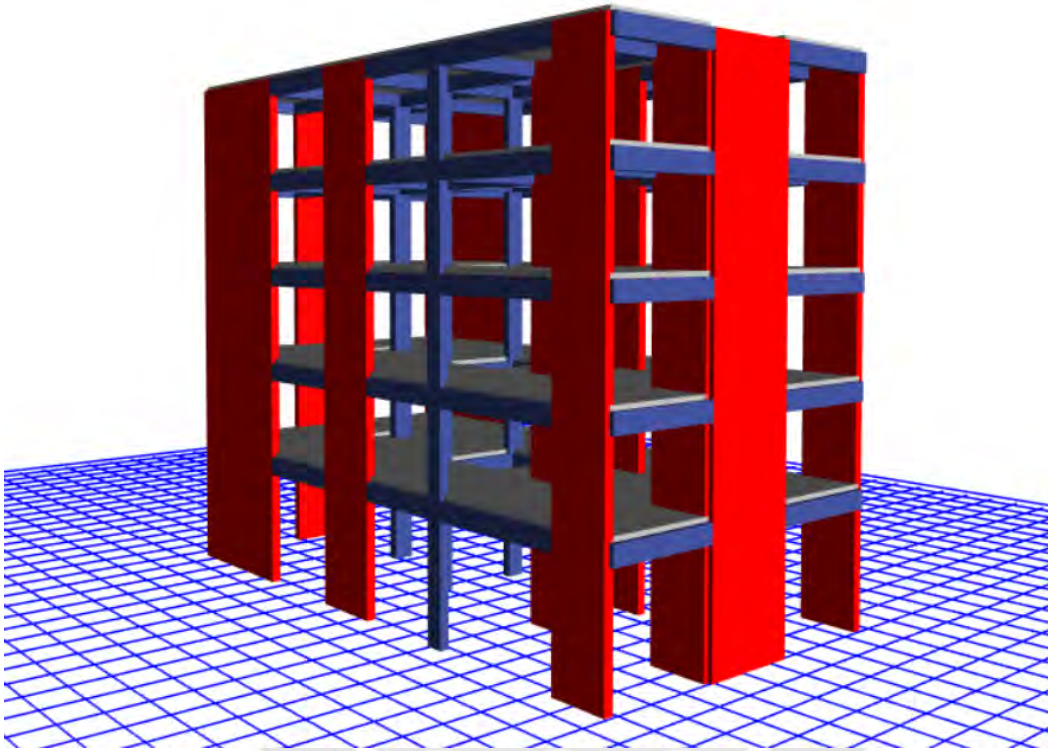


Figura 3.1. Vista en 3D de la edificación en Etabs

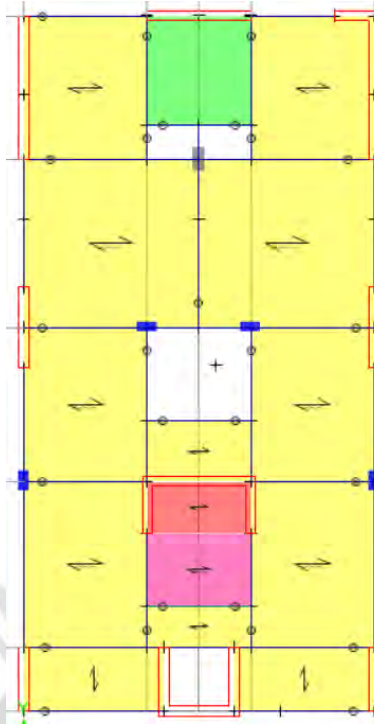


Figura 3.2 Vista en un techo típico en Etabs

3.3. Análisis de modos y frecuencias.

Si bien es cierto en el análisis dinámico permite encontrar los modos o frecuencias de vibración propios de un edificio en función de la distribución de la rigidez y las masas del edificio.

Se puede observar en la tabla, que existen 15 modos en el edificio (cada nivel tiene tres modos). La tabla 3.1 muestra las masas y periodos efectivos en dos direcciones del movimiento de traslación (ejes X e Y).

Tabla 3.1 Modos, periodos y porcentaje de masa participativa

Modo	T(seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.358	72%	1%	72%	1%	1%	0%
2	0.277	0%	66%	72%	67%	8%	29%
3	0.243	3%	7%	75%	74%	66%	33%
4	0.085	18%	0%	93%	75%	0%	33%
5	0.067	0%	15%	93%	90%	2%	72%

6	0.061	0%	2%	93%	92%	15%	77%
7	0.039	5%	0%	98%	92%	0%	77%
8	0.032	0%	4%	98%	96%	0%	87%
9	0.03	0%	0%	98%	96%	4%	87%
10	0.025	1%	0%	99%	96%	0%	87%
11	0.023	0%	0%	99%	96%	0%	87%
12	0.023	0%	0%	99%	96%	1%	88%
13	0.022	0%	0%	99%	96%	0%	88%
14	0.022	0%	0%	99%	96%	0%	88%
15	0.022	0%	2%	99%	98%	0%	94%

A continuación, se ubican los centros de masa y los centros de rigidez con la ayuda del programa Etabs y se aprecia que son muy cercanas.

Tabla 3.2 Valores de los centros de masa y los centros de rigidez de la edificación

Nivel	X Centro Masa(m)	Y Centro Masa(m)	X Centro Rigidez(m)	Y Centro Rigidez(m)
1	4.9	9.4	4.9	8.8
2	4.8	9.4	5.2	8.6
3	4.8	9.4	5.3	9.0
4	4.8	9.4	5.3	9.4
5	4.8	8.7	5.3	9.8

3.4. Análisis por superposición espectral

3.4.1. Representación del espectro de diseño

Se aplicó un análisis dinámico que se definió el espectro con la siguiente expresión.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Donde:

Sa: Pseudo- aceleración

Z: Factor de Zona

C: El Coeficiente Factor de Amplificación Sísmica

S: Parámetro de Suelo

U: Factor de uso

g: Aceleración de la gravedad

R: Coeficiente de Reducción sísmica

Tabla 3.3 Factores sísmicos del Edificio

Factor	Valor	Descripción
Z	0.45	El inmueble se ubica en la ciudad de Lima que corresponde a la zona sísmica 4
U	1	Esta categoría corresponde a una edificación común tipo C
S	1	Suelo rígido típico de Lima: tipo S1. Así, $T_p=0.4s$ y $T_l=2.5 s$
R	6	El sistema estructural usado en nuestro inmueble es de muro estructurales que se aplicó en las dos direcciones.

Para aplicar el valor de R, es necesario verificar y asegurarse de que el sistema estructural sea de concreto armado con muros estructurales.

Se puede definir el valor de C para los casos:

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

Donde:

C: Coeficiente de amplificación sísmica.

T: El periodo a cada modo de vibración.

T_p y T_l : Parámetros de sitio.

Si se resuelve estos parámetros se construye el espectro de diseño como se muestra la figura 3.3.

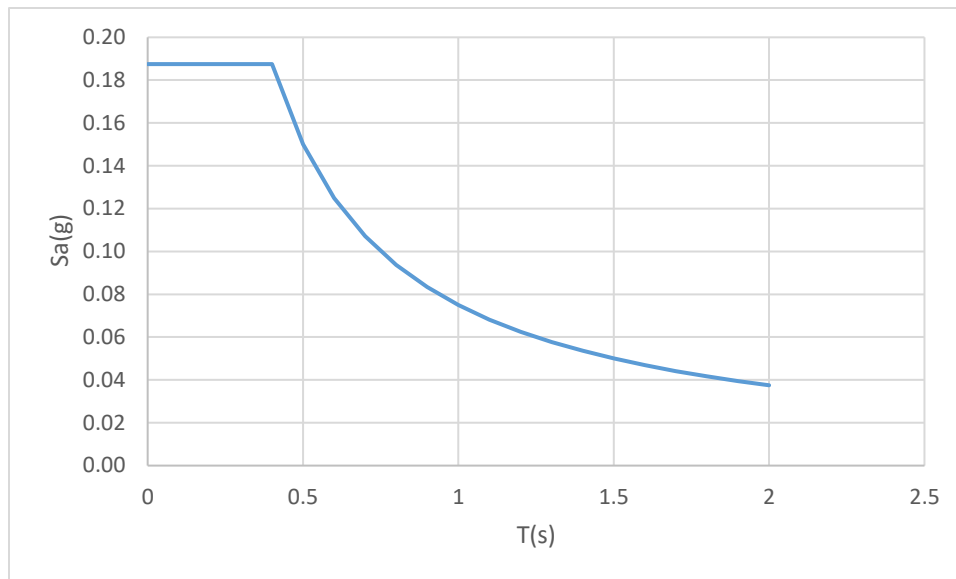


Figura 3.3 Representación gráfica del espectro de diseño de T vs Sa

3.4.2. Análisis de los desplazamientos inelásticos

Se asume que la estructura es regular, es decir, los factores de irregularidad de altura y de planta son iguales a 1. Luego, se verificará las irregularidades. Por otro lado, para encontrar desplazamientos inelásticos regulares, al R se castiga multiplicando por 0,75 de acuerdo con el artículo 31.1 de E.030 (2018). Además, esta norma limita la deriva máxima a 7 ‰ para estructuras de hormigón armado. Tablas 3.4. y 3.5, se observan resultados inferiores al valor máximo.

$$\Rightarrow 0.75 * R = 0.75 * 6 = 4.5$$

Tabla 3.4 Derivas máximas en dirección X

Nivel	Caso	Deriva	Condición
5	DERIVAXX Max	0.0037	✓
4	DERIVAXX Max	0.0037	✓
3	DERIVAXX Max	0.0035	✓

2	DERIVAXX Max	0.0028	✓
1	DERIVAXX Max	0.0014	✓

Tabla 3.5 Derivas máximas en dirección Y

Nivel	Caso	Deriva	Condición
5	DERIVAYY Max	0.0020	✓
4	DERIVAYY Max	0.0021	✓
3	DERIVAYY Max	0.0021	✓
2	DERIVAYY Max	0.0018	✓
1	DERIVAYY Max	0.0008	✓

3.4.3 Verificación de irregularidades

La norma establece criterios para concluir si es una estructura es regular o irregular, y el cual este último se divide en irregularidad en altura y en planta. El edificio es irregular si es que sobrepasa a las consideraciones que establece la norma. En la tabla 3.6 se presenta las irregularidades y se da una observación de cada una de ellas.

Tabla 3.6 Verificación de irregularidades

Configuración	Tipo de irregularidad	Observación
Irregularidades en altura	Irregularidad de rigidez- piso blando	Se analizará
	Irregularidad masa	X
	Irregularidad geometría vertical	X
	Discontinuidad de sistemas resistentes	X
Irregularidades en planta	Irregularidad torsional	Se analizará
	Esquinas entrantes	X
	Discontinuidad en el diafragma	X

Irregularidad de rigidez- piso blando

Ahora se analizará esta irregularidad, que utilizará el espectro de diseño con las que se encontrará la rigidez de cada piso, y que para que exista este desnivel debe cumplir dos condiciones: el caso 1 es la rigidez lateral del entrepiso. será menor al 70% de la rigidez del entrepiso, y en el caso 2, la rigidez lateral del entrepiso será menor al 80% de la rigidez promedio de los 3 entrepisos superiores. En las tablas 3.7 y 3.8 se muestra los resultados esperados, porque ambas condiciones no cumplen.

Tabla 3.7 Verificación de piso blando en eje X

Nivel	Espectro	Fuerza Cortante(tn)	Δ (m)	Rigidez(tn/m)	Caso 1	Condición	Caso 2	Condición
5	EspectroX	44.6	0.0018	24708.0				
4	EspectroX	80.4	0.0019	42612.2	17295.6	No presenta		
3	EspectroX	105.5	0.0018	57792.7	29828.5	No presenta		
2	EspectroX	122.3	0.0016	78623.4	40454.9	No presenta	33363.4	No presenta
1	EspectroX	131.3	0.0010	128020.6	55036.4	No presenta	47740.9	No presenta

Tabla 3.8 Verificación de piso blando en eje Y

Nivel	Espectro	Fuerza lateral(tn)	Δ (m)	Rigidez(tn/m)	Caso 1	Condición	Caso 2	Condición
5	EspectroY	42.2	0.0010	40956.6				
4	EspectroY	76.7	0.0011	70210.7	28669.6	No presenta		
3	EspectroY	101.2	0.0011	94055.1	49147.5	No presenta		
2	EspectroY	117.4	0.0009	127049.6	65838.6	No presenta	54726.0	No presenta
1	EspectroY	125.6	0.0006	215013.4	88934.7	No presenta	77684.1	No presenta

Irregularidad torsional

Se hace un análisis a las irregularidades torsional con la que se utiliza el caso de deriva inelástica y se determina la deriva promedio mediante el software Etabs y se calcula una relación que es una división de estos valores. Para que exista este desnivel, el coeficiente debe ser superior a 1,3. Las tablas 3.9 y 3.10 muestran los resultados de que las razones son inferiores a 1.3.

Tabla 3.9 Verificación torsional del eje X

Nivel	Máxima deriva	Promedio deriva	Ratio	Condición
5	0.010	0.008	1.23	No presenta
4	0.010	0.008	1.19	No presenta
3	0.009	0.008	1.14	No presenta
2	0.008	0.007	1.09	No presenta
1	0.005	0.005	1.08	No presenta

Tabla 3.10 La verificación torsional del eje Y

Nivel	Máxima deriva	Promedio deriva	Ratio	Condición
5	0.0053	0.0046	1.15	No presenta
4	0.0056	0.0049	1.15	No presenta
3	0.0056	0.0048	1.15	No presenta
2	0.0048	0.0042	1.15	No presenta
1	0.0030	0.0026	1.14	No presenta

La suposición que se planteó al inicio que el edificio era regular fue la acertada, debido que se verificó que el edificio no presenta ninguna de las irregularidades. El R se sigue manteniendo el mismo valor que es 6.

3.4.4. Verificación del coeficiente Ro

Ro = 6 de los muros de carga se confirmó utilizando la siguiente tabla. muestra que al menos el 70% de la fuerza cortante en la base actúa sobre los muros de carga. Se muestra los resultados de corte X e Y para cada elemento, que se encontraron usando el programa Etabs.

Tabla 3.11 Confirmación del Coeficiente Ro

Elemento estructural	Vx dinámico (tn)	%	Vy dinámico (tn)	%
Muros	128.6	98.0	123.1	98.0
Columnas	2.6	2.0	2.5	2.0
Total	131.2	100.00	125.6	100.00

3.5 Análisis Traslacional

Se realiza un análisis traslacional en las dos direcciones para compararlo con el análisis dinámico convencional de un modelo en 3D.

Tabla 3.12 Comparación entre los periodos obtenidos en un análisis dinámico 3D y un análisis traslacional

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	Análisis dinámico (3D)	Análisis dinámico traslacional	Análisis dinámico (3D)	Análisis dinámico traslacional
T fundamental (s)	0.36	0.35	0.28	0.27
%Masa participante	0.72	0.75	0.66	0.75

3.6. Peso del Edificio

En primer lugar, se calculó el peso total utilizando el software Etabs, que se determinó en un 100% de carga muerta más un 25% de carga viva, lo que dio como resultado 898,2 toneladas.

Tabla 3.13 Cálculo de pesos por nivel

Nivel	Peso (Tn)
TECHO 5	139.5
TECHO 4	187.6
TECHO 3	187.6
TECHO 2	187.6
TECHO 1	195.9

Se realiza una verificación del peso del piso típico con respecto al área techada típica de 165m²

$$\text{Factor} = \frac{187.6 \text{ tn}}{165 \text{ m}^2} = 1.14 \text{ tn/m}^2$$

Para el sistema estructural de muros que en se tiene un factor típico entre 1 a 1.3 tn/m² y se verifica que está el rango típico.

3.7. Cortante de diseño

El valor de C es 2.5. porque se obtuvo que los periodos fundamentales de X e Y fueron menor a 0.4 s. Entonces, la cortante basal elástica se define tanto para el eje x e y son iguales, ya que ambos tienen los mismos parámetros.

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R} * P$$

$$V_{est} = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6} * 898.2$$

$$V_{est} = 168.4 \text{ tn}$$

Ahora, se determina el factor de escalamiento que sirve para hallar los diagramas de las cargas de sismos. Y eso se halla relacionando la cortante estática con la cortante dinámica. La norma E.030 reduce a para edificios regulares a un 80 % a la cortante estática.

Tabla 3. 14 Factor de escalamiento

Dirección	X	Y

Vestático(tn)	168.4	168.4
80%Vestático(tn)	134.7	134.7
Vdinámico (tn)	131.2	125.6
Factor de escalamiento	1.03	1.07

3.8. Junta de sísmica

La aplicación de la norma específica que cada estructura debe tener una separación en relación con el edificio adyacente en los ejes X e Y. Esta junta se basa en el valor "s", que se determina con los parámetros de la altura del edificio(h) y sus desplazamientos máximos(Dmx). El desplazamiento máximo del eje X desde Etabs es 4.13 cm y relativo al eje Y es 2.65 cm. Se utilizarán las dos expresiones para hallar la junta sísmica.

$$\frac{s}{2} \geq \frac{2}{3} D_{\max}$$

$$\frac{s}{2} = 0.003h \geq 0.015 \text{ m}$$

Donde

$\frac{s}{2}$: junta de separación sísmica

Dmax : Desplazamiento máximo esperado

h: Altura total de la edificación

Tabla 3.15 Resultados de la junta sísmica para cada dirección de análisis

Dirección	Dmax(cm)	2/3Dmax(cm)	h(cm)	0.003h(cm)
X	4.20	2.8	1450	4.35
Y	2.43	1.62	1450	4.35

A partir de los resultados, las juntas de separación al límite de propiedad serán 4.5 cm para las direcciones de análisis X e Y.

4. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

4.1 Generalidades de diseño por resistencia

La metodología del diseño estructural que se va a realizar en este trabajo de tesis; dadas las características de la edificación es en base a la Norma E. 060, ya que establece los requisitos mínimos para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad y supervisión de estructuras. Además, la norma se basa en el método de resistencia. Este método es esencialmente un cálculo de estado límite con un enfoque particular en los estados límite finales (Ottazzi, 2019). La resistencia de diseño se expresa con la siguiente ecuación.

$$\text{Factor de Reducción } (\phi) \times \text{Resistencia nominal} \gg \text{Resistencia de diseño}$$

Se muestra los factores de reducción de resistencia(ϕ) para cada tipo de diseño que establece la norma.

Tabla 4.1 Valores de los factores de reducción de resistencia para cada diseño

Secciones	ϕ
Flexión	0.9
Cortante	0.85
Flexo- Compresión	0.7
Compresión en elementos con estribos	0.7

Para hallar las resistencias ultimas, la Norma plantea las siguientes combinaciones de carga.

Donde:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

U: La carga última

CM: La carga muerta

CV: La carga viva

CS: La carga de sismo

4.2 Diseño en Concreto armado

Diseño por flexión

Se presenta el diseño por resistencia para el caso de diseño por flexión que se define así.

$$M_u < \phi M_n$$

Donde:

Mu: Momento último

Mn: Momento nominal

Las tres condiciones básicas deben cumplir en este método: equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas. Además, se deben hacer las siguientes suposiciones básicas: las secciones planas permanecen planas, la adherencia entre el concreto y acero, y los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular utilizando las relaciones constitutivas.

Aplicando la norma E060 simplifica el bloque de compresión de forma rectangular.

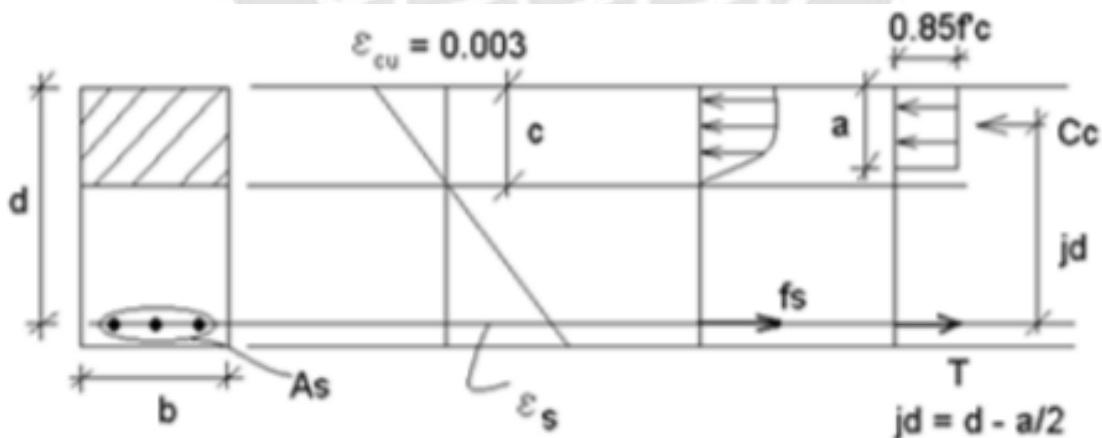


Figura 4.1 Diagrama de deformación y esfuerzos en sección rectangular

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

Del diagrama se deduce las siguientes expresiones conociendo el área de acero (A_s):

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot b \cdot f'_c}$$

$$M_n = f_y \cdot As \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

a: La profundidad del bloque de compresiones

β_1 : Coeficiente de 0.85 para un valor $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

d: El peralte efectivo

As: El área del acero

b: La base de la sección

Ahora, debido que el área del acero (As) es la única incógnita, se deducen estas expresiones por diseño por resistencia. Se usarán estas ecuaciones para diseñar las vigas, losas aligeradas, zapatas y escaleras.

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

$$As = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

La norma plantea una área mínima y máxima del acero para secciones tipo rectangular y para secciones tipo "T" con las siguientes expresiones para

$$cb = 0.588d$$

$$As_b = \frac{0.85 \cdot cb \cdot \beta \cdot b}{f_y}$$

$$A_{máx} = 0.75 \cdot As_b$$

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

Donde:

Asb: Área del acero balanceado

cb: Profundidad del bloque equivalente en una falla balanceada

Amáx: Área del acero máximo

Amín: Área mínima del acero

bw: base de sección rectangular o longitud más corta en secciones tipo “t”

Para hallar el acero mínimo en secciones tipo “t” con ala en tracción, se muestra las siguientes ecuaciones.

$$1.2M_{cr} = \phi M_n$$

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

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

Donde:

Mcr: Momento de agrietamiento

Ig: Inercia bruta

fr: Esfuerzo de rotura

Diseño por Corte

Se aplica la metodología de la Norma que se basa en el supuesto de que la resistencia al corte de un miembro se define como la suma de la contribución del concreto y la contribución del refuerzo (Ottazzi, 2019). Las siguientes expresiones se utilizarán para estimar la resistencia de una parte de un miembro.

$$V_u \geq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

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

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

Donde:

V_u : La F.cortante ultimo a “d” de la cara

V_n : La F.cortante nominal

V_c : La F.cortante del concreto

V_s : La F.cortante del acero

A_v ; El área del acero del estribo

s : La separación de los estribos

Corte de fierro

Para poder obtener un diseño eficiente y económico, el fierro debe cortarse en áreas donde sean necesario. La imagen muestra los criterios prácticos para el corte de fierro para losas aligeradas. Se trata de criterios que son una norma práctica, fruto de la experiencia y que, en la mayoría de los casos, cumplen los requisitos de la Norma.

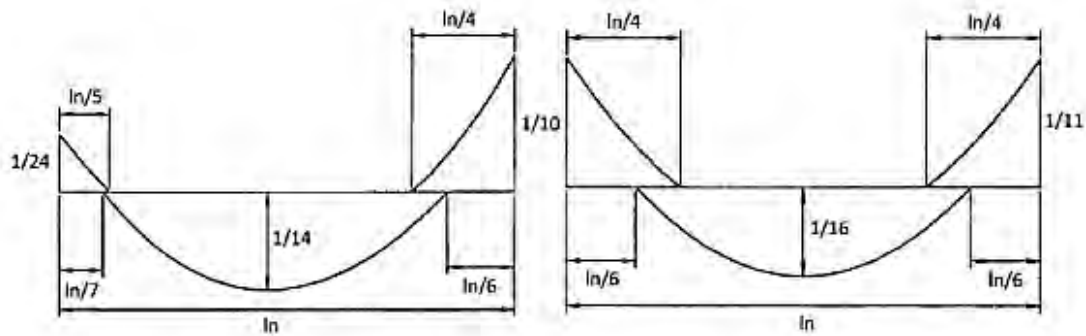


Figura 4.2 Corte de fierro en elementos a cargas de gravedad

Nota. Tomado de “Diapositivas de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2020.

Aplicando en el caso de las vigas sísmicas, se usará las siguientes recomendaciones de la figura 4.3 para el corte de fierro.

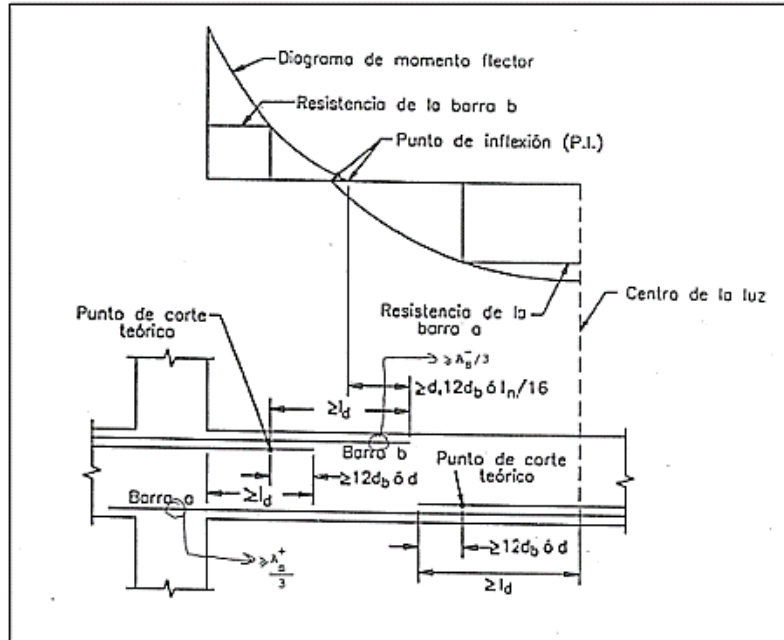


Figura 4.3 Consideraciones par el corte de fierro en vigas

Nota. Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado I" por Ottazzi, 2015

Control de deflexiones

Se puede observar que el peralte mínimo, en el artículo 9.6.2, muestra las deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo.

Tabla 4.2 Relación de espesores mínimos de vigas o losas en 1 dirección

Elementos	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

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

Se aplica los valores en el cual se usan directamente en elementos de peso normal para el concreto. Tenemos datos de 2,400 kg/m³ con un refuerzo con = 4,200 kg/cm². Bajo estas condiciones.

Control de Fisuración

El ancho de la fisura debe controlarse para evitar la corrosión del refuerzo y la apariencia estética. En el artículo 9.9.3 de la norma E.060, el parámetro Z se proporciona para una estimación indirecta del ancho de fisura.

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

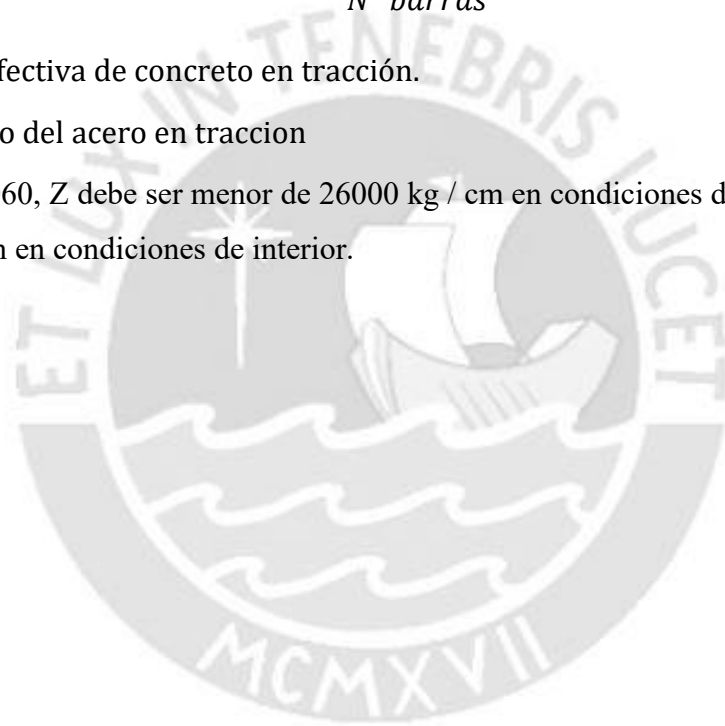
$$fs = \frac{Mserv}{As(0.9 d)}$$

$$Act = \frac{2 \times bw \times dc}{N^{\circ} \text{ barras}}$$

Act = El área efectiva de concreto en tracción.

fs = El esfuerzo del acero en tracción

Aplicando el E.060, Z debe ser menor de 26000 kg / cm en condiciones de exterior y menor de 31000 kg / cm en condiciones de interior.



5.DISEÑO DE LOSAS Y VIGA CHATA

5.1. Consideraciones generales para el diseño de losa aligerada

Están reforzadas en una dirección y tienen una sección transversal típica utilizada en Perú, en el cual las viguetas tienen un ancho efectivo de 40 cm de ancho y tiene una sección tipo T de concreto armado y colocando ladrillos de techo en los espacios libres. Las losas ligeras están diseñadas solo para cargas gravitacionales, es decir, sin sismo.

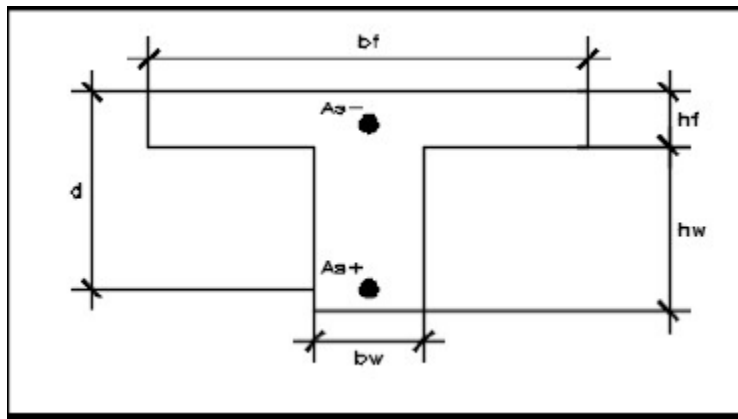


Figura 5.1 Dimensiones de la viga típica de la losa aligerada

Donde

$bf=40$ cm

$hf=5$ cm

$hw=25$ cm

$bw=10$ cm

$d= 17$ cm

Tabla 5.1 Valores de las cargas muertas

CARGA MUERTA	PESO
20 cm de aligerado	0.300 tn/m ²
El piso terminado	0.100 tn/m ²
Tabiquería	1.35 tn/m ³
Tarrajeo(mortero)	2.00 tn/m ³

Tabla 5.2 Valores de las cargas vivas

CARGA VIVA	PESO
Vivienda	0.200 tn/m ²
Azotea	0.100 tn/m ²

5.2 Ejemplo de diseño de losa aligerada

Así de esta manera de ejemplo se mostrará el diseño de una losa aligerada en un techo típico del eje E-F con eje 1-3 que se indica en la figura 3

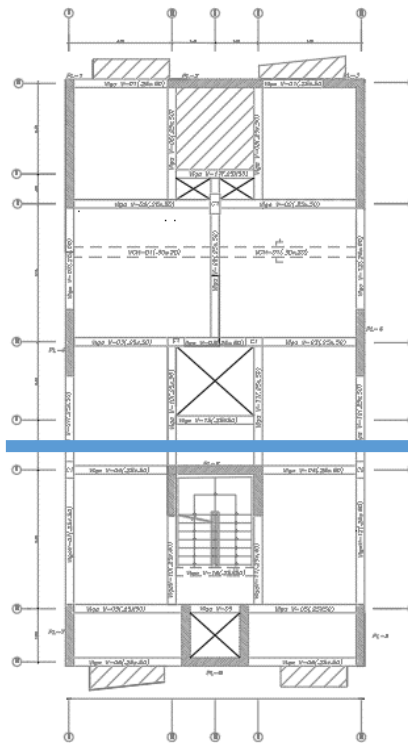


Figura 5.2 Ubicación en el plano de la vigueta a diseñar

Metrado de losas aligeradas

C.Muerta

$$W_{pp} = 0.4 * 0.30 = 0.120 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$W_{pt} = 0.4 * 0.1 = 0.04 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

C.Viva

$$S/C = 0.4 * 0.2 = 0.08 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

C.Última

$$CU = 1.4 * (0.120 + 0.04) + 1.7 * 0.08 = 0.36 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Carga última del tabique

$$CU \text{ tab} = 1.4(1.35 * 2.5 * 0.13 * 0.4 + 2 * 0.02 * 2.5 * 0.4) = 0.30 \text{ tn}$$

De esta forma se presenta la losa como modelo en los extremos son apoyados. Por otro lado, en los interiores son apoyados, porque están apoyados en las vigas. En el medio presenta una carga puntal que representa el tabique perpendicular a la losa aligerada.

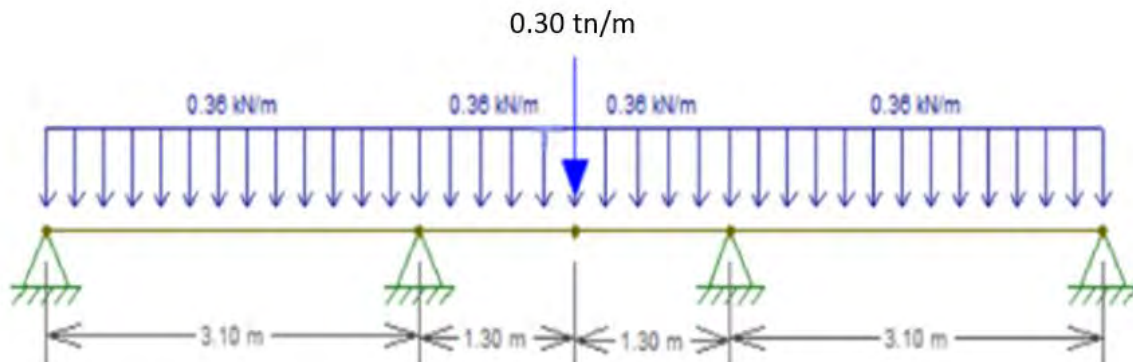


Figura 5.3 Modelo de la vigueta seleccionada

Diseño por flexión

Ya teniendo el metrado respectivo de una losa aligerada típica se grafica el diagrama de momento flector de la vigueta con la ayuda del Etabs.

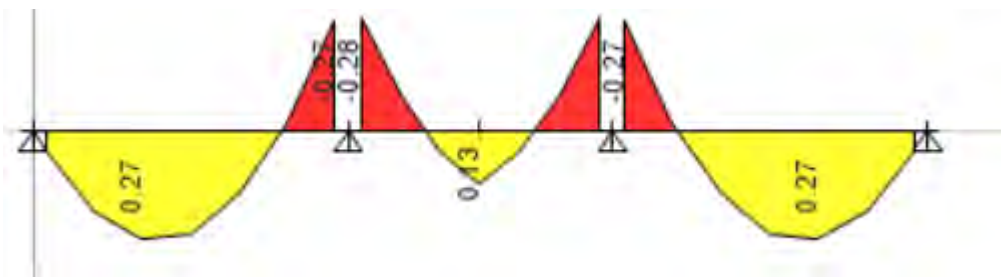


Figura 5.4 DMF de la vigueta seleccionada en Tn.m

Tabla 5.3 Resultado del área de acero de aligerado

Momento	Múlt(tn.m)	d (cm)	Asmín(cm ²)	Amáx(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)	Acero colocado	As instalado(cm ²)
MU+	0.27	17	0.41	7.49	0.25	0.42	1Φ3/8"	0.71
MU-	0.28	17	1.00	2.71	1.06	0.45	1Φ1/2"	1.29
MU+	0.13	17	0.41	7.49	0.12	0.20	1Φ3/8"	0.71

Diseño por corte

En la versión aligerada, todo el esfuerzo cortante debe soportar el concreto de la vigueta, ya que las abrazaderas no sirven para soportar el cortante, que no es capaz de resistir el concreto. (Ottazzi, 2019). Se traza un diagrama de fuerza cortante.

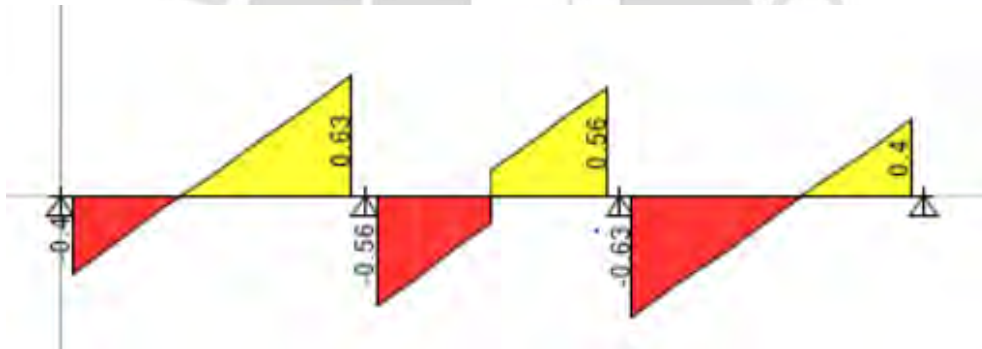


Figura 5.5 DFC de la vigueta seleccionada en Tn

Para los aligerados se le multiplica por un factor 1.1 a la cortante del concreto.

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

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

$$\phi V_c = 1.22 \text{ tn}$$

$$V_u = 0.63 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Se obtuvo en la ecuación ϕV_c es mayor al V_u ; por lo tanto, la losa no necesita refuerzos

Cálculo de refuerzo por temperatura

Se define con la siguiente expresión.

$$A_{temp} = 0.0018bh$$

$$A_{temp} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9\text{cm}^2$$

Se aplicó una varilla de material de acero de 6 mm cada 25 cm.

Control de deflexiones

Se verificará que no necesitará control de las deflexiones las losas aligeradas de 20cm con las recomendaciones de la Norma.

1° y 3° tramo (Ambos extremos continuos)

$$h \geq \frac{L}{21}$$

$$20 \geq \frac{283}{21}$$

$$20 \text{ cm} \geq 11.8 \text{ cm}$$

2° tramo (Ambos extremos continuos)

$$h \geq \frac{L}{18.5}$$

$$20 \geq \frac{235}{18.5}$$

$$20 \text{ cm} \geq 12.7 \text{ cm}$$

Por lo tanto, cumple con la condición; no es necesario verificar por deflexiones

Control de Fisuración

Se obtiene $M_{ser} = 0.24 \text{ tn.m}$ y luego se procede a verificar la Fisuración

$$f_s = \frac{M_{serv}}{A_s(0.9 d)}$$

$$f_s = \frac{240 \times 100}{0.71 \times 0.9 \times 17}$$

$$f_s = 2209 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times b_w \times d_c}{N^\circ \text{ barras}}$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times 10 \times 3}{1}$$

$$A_{ct} = 60 \text{ cm}^2$$

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

$$Z = 2209 \sqrt[3]{3 \times 60}$$

$$Z = 12472 \text{ kg/cm}$$

Demostrando con las condiciones, Z es menor al máximo permitido.

Diseño final

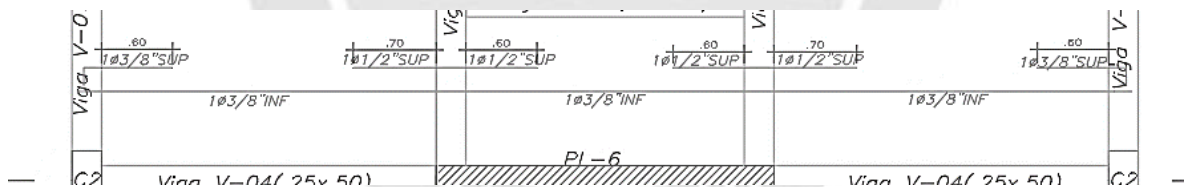


Figura 5.6 Armado final de la vigueta seleccionada

5.3 Ejemplo de diseño de la viga chata

Metrado de la viga chata

Se realiza los metrado de carga para hallar la carga última.

C.muerta

$$W_{pp} = 2.4 \times 0.3 \times 0.2 = 0.144 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$W_{pt} = 0.3 \times 0.1 = 0.03 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{tabique} = 1.35 * 0.13 * 2.5 + 2 * 0.02 * 2.5 = 0.539 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

C.última

$$\text{CU} = 1.4 * 0.713 = 1.0 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

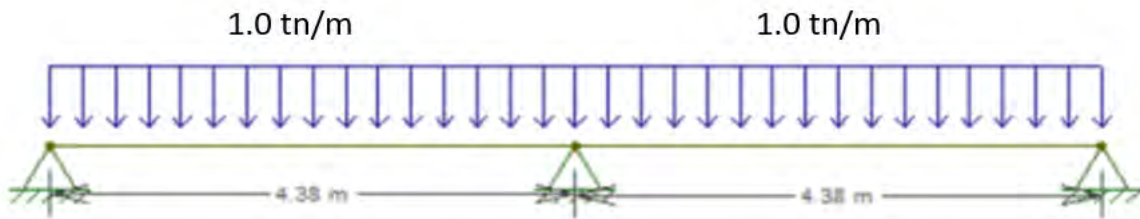


Figura 5.7 Modelo de la viga chata seleccionada

Diseño por flexión

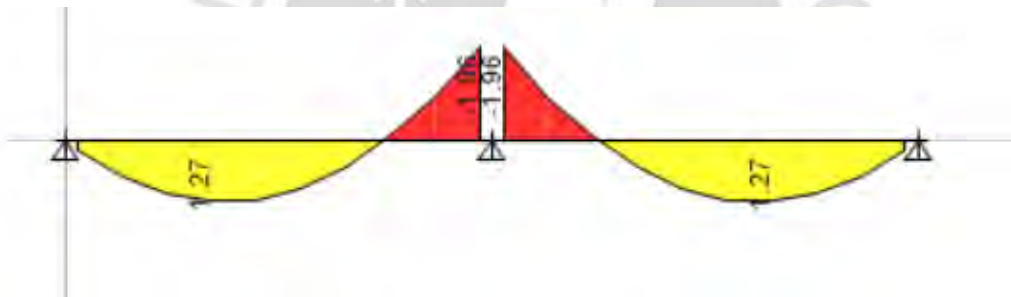


Figura 5.8 DMF de la viga chata seleccionada en Tn.m

Tabla 5.4 Resultado del área de acero de la viga chata

Momento	Múlt(tn.m)	d (cm)	Asmín(cm ²)	Asmáx(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)	Varillas de acero	As inst(cm ²)
MU+	1.27	17	1.22	8.13	1.63	2.08	3Φ3/8"	2.13
MU-	1.96	17	1.22	8.13	2.59	3.30	3Φ1/2"	3.87

Diseño por corte

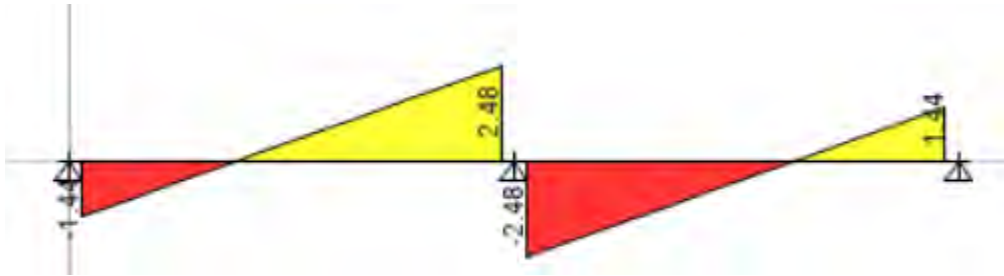


Figura 5.9 DFC de la viga chata seleccionada en Tn

$$\phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{210} * 17 * 30)$$

$$\phi V_c = 3.3 \text{ tn}$$

$$V_u = 2.48 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Se determina que la resistencia cortante del concreto es suficiente, pero se colocarán estribos de 6 mm de diámetro, uno de 5 cm y el resto de 30 cm, para la fijación del elemento.

Diseño final

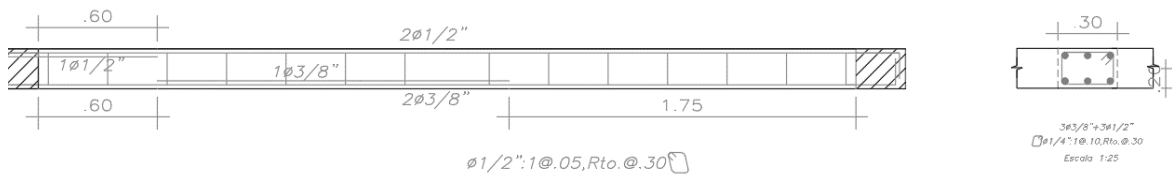


Figura 5.10 Armado final de la viga chata

6.DISEÑO DE VIGAS

6.1. Ejemplo de diseño de la viga tramo 1

A modo de ejemplo, se diseñará la viga V-07 del tramo 1 de sección 25 x 50 cm del eje C-D

Metrado de Viga -07 tramo 1

Se realiza el metrado del Eje C – D; en estos ejes la viga carga de los aligerados, porque están en X-X.

C.Muerta

$$W_{pp} = 2.4 * 0.25 * 0.5 = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$W_{alg} = 0.3 * 2.06 = 0.618 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$W_{pt} = 0.1 * (0.25 + 2.06) = 0.231 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{Tabiquería1}} = 1.35 * 0.13 * 2.2 + 2 * 0.02 * 2.2 = 0.474 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{Tabiquería2}} = (1.35 * 0.13 * 2.5 + 2 * 0.02 * 2.5) \frac{0.89}{4.11} = 0.117 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$CM = 1.74 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

C.Viva

$$S/C = 0.2 * (0.25 + 2.06) = 0.462 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

C.Última

$$CU = 1.4 * 1.74 + 1.7 * 0.462 = 3.22 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

C.Puntal

$$CU = 0.95 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$CU = 1 * \frac{4.13}{2} = 2.07 \text{tn}$$

Ahora se representa el modelo respectivo de la viga con la imagen mostrada

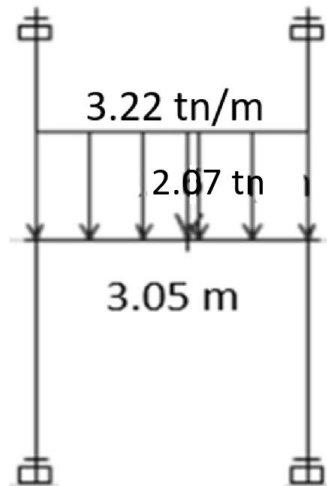


Figura 6.1 Modelo de la viga V- 07 tramo 1

Diseño por flexión

Se presentan los diagramas de momentos a las cargas de muerta, viva y las cargas de sismo tanto en X e Y.



Figura 6.2 DMF por carga muerta en Tn.m



Figura 6.3 DMF por carga viva en Tn.m

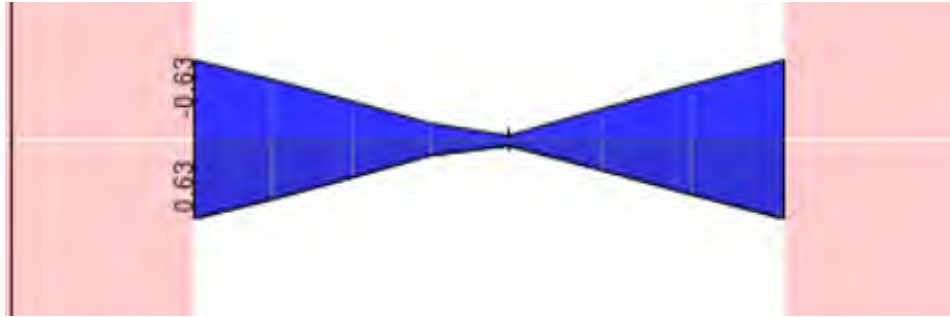


Figura 6.4 DMF por sismo en X en Tn.m

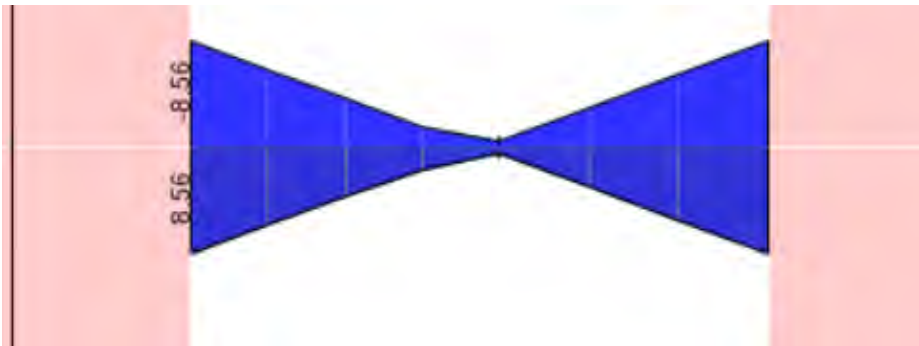


Figura 6.5 DMF por sismo en Y en Tn.m

Se prueba las combinaciones de cargas como se especifica en la Norma, al sumar estos diagramas se encuentra la envolvente, con los valores máximo y mínimo, obtenido por Etabs. Ahora con los momentos últimos se halla los aceros respectivos respetando el acero mínimo y máximo obtenido en la siguiente tabla.

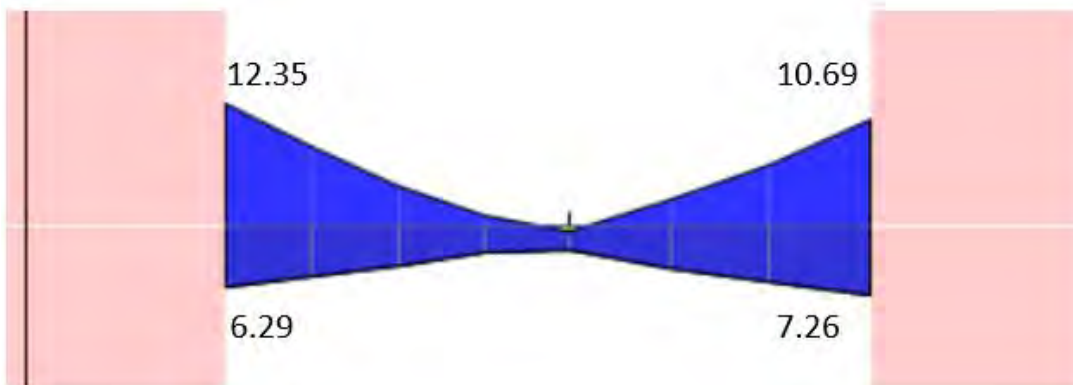


Figura 6.6 DMF de la envolvente de la viga tramo 1 en Tn.m

Tabla 6.1 Resultados del área de acero para la viga V-07 tramo 1

Tramo	Momento	Múlt(tn.m)	d (cm)	Asmín(cm2)	Asmáx(cm2)	a(cm)	Ainst(cm2)	Varillas de acero	As inst(cm2)	φMn (Ton.m)
1	+ izq	6.29	44	2.64	17.53	3.72	3.95	2Φ5/8"	4.00	6.37
	- izq	12.35	44	2.64	17.53	7.65	8.13	3Φ3/4"	8.52	12.88
	+ der	7.26	44	2.64	17.53	4.32	4.59	3Φ5/8"	6.00	9.34
	- der	10.69	44	2.64	17.53	6.53	6.94	2Φ3/4"1Φ5/8"	7.68	11.72

Diseño de por cortante

Se muestra envolvente de fuerza cortante para condición última obtenida del Etabs.

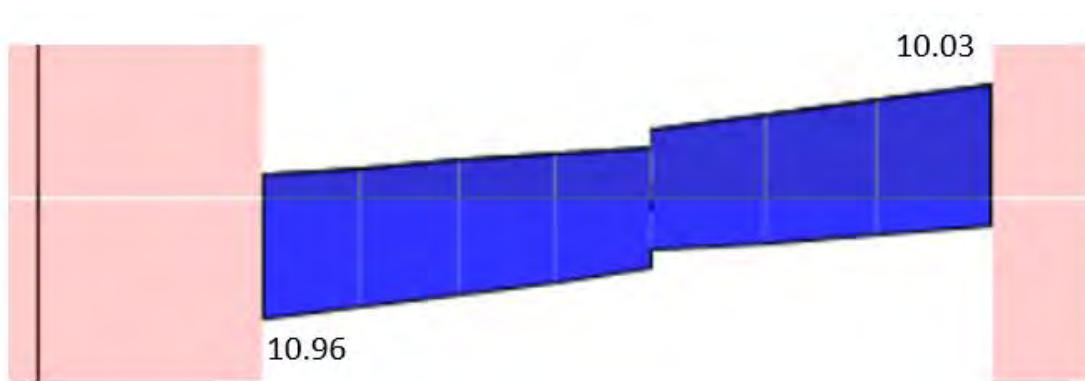


Figura 6.7 DFC de la envolvente de la viga tramo 1 en Tn

Tabla 6.2 Resultados del espaciamiento para la viga V-07 tramo 1

Vu(kg)	Vu a "d"(kg)	Vc(kg)	Vs(kg)	S(cm)	Vslim(kg)	D/2 (cm)
10960	9790	8448	3070	85	17535	22
10300	8860	8448	1975	130	17535	22

$$V_c = (0.53\sqrt{210} * 25 * 44)$$

$$V_c = 8448 \text{ kg}$$

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

$$V_s = \frac{9790}{0.85} - 8448$$

$$V_s = 3070 \text{ kg}$$

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

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{3070}$$

$$s = 85 \text{ cm}$$

$$V_{slim} = 1.1 \sqrt{210} * 25 * 44$$

$$v_{slim} = 17535 \text{ kg}$$

Dado que $V_s < V_{slim}$, entonces $S_{max} = d/2$ o 0.60 m . Entonces, se elige el menor que es 20 cm

$$S_{max} = 20 \text{ cm}$$

Diseño por capacidad



Figura 6.8 Caso análisis para diseño por capacidad

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

$$W_{muerta} = 1.60 \text{ tn/m}$$

$$W_{viva} = 0.46 \text{ tn/m}$$

$$M_{nizq} = 12.88 \text{ tn.m}$$

$$M_{nder} = 11.72 \text{ tn.m}$$

$$L_n = 3.05 \text{ m}$$

$$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{L_n} + \frac{1.25(W_m + W_l)L_n}{2}$$

$$V_{ud} = 12 \text{ tn}$$

De acuerdo a la tabla, se escoge a una cortante última de diseño a "d" de la cara; entonces, se eligió la menor de las cargas V_u a "d" = 8.9 tn . con el cual la norma nos indica que se le amplifica con 2.5, dando como resultado $2.5 V_u = 22.25 \text{ tn}$

Si bien es cierto, los valores de V_u obtenidos por los momentos nominales son menores que V_u de capacidad, por lo tanto, se usará el menor valor ($V_u = 12 \text{ tn}$) de capacidad, porque sería el más crítico. Usando el mismo procedimiento de diseño por cortante se halla el espaciamiento mínimo de estribos que resultó $S = 45 \text{ cm}$. Sin embargo, este valor sigue siendo

muy alto debido a las recomendaciones de la norma. Se usará esta figura 6.9 como recomendaciones.

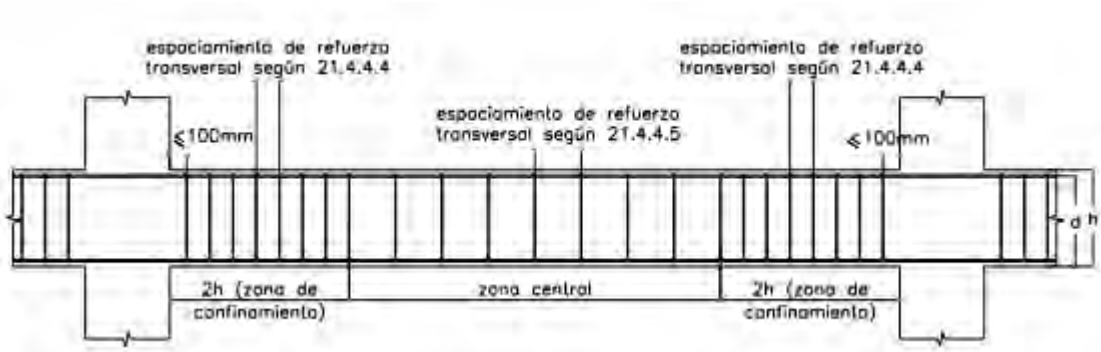


Figura 6.9 Requerimiento de estribos en viga

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

Para el confinamiento la Norma en art.21.4.4.4 permite que el espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento no debe exceder del menor de:

- $S = \max\left(\frac{d}{4}, 15\right) \Rightarrow \frac{44}{4} = 11\text{cm} \Rightarrow S = 15\text{cm}$
- $S = 10 * (\Phi_{\text{menor del acero longitudinal}}) = 10 * 1.59 = 15.9\text{ cm}$
- $S = 24 * (\Phi_{\text{menor del estribo}}) = 24 * 0.95 = 22.8\text{ cm}$
- $S = 30\text{ cm}$

Se elige el menor de las cuatro condiciones. Entonces, la distribución es 1 $\Phi 3/8$ ": 1@ 5cm, 7 @15 cm, RTO @20 cm

Corte de fierro

Si sabemos $\emptyset M_n$ para acero en ejecución. Utilizando el programa Etabs, se obtienen las distancias a las que cortan el diagrama de momentos. A estas distancias, se agrega una "d" para comparar la longitud del ancla y el diámetro de la barra 12 (db). El siguiente es el procedimiento para 3 cortes de la plancha.

Para el Mu - izq

$$CF1 = 0.34 + 0.44 = 0.78\text{ m}$$

$$CF1 < \text{Lanclaje } 3/4" = 0.90\text{m}$$

$$CF1 = 0.90 \text{ m}$$

Para el Mu - der

$$CF2 = 0.2 + 0.44 = 0.68 \text{ m}$$

$$CF2 < \text{Lanclaje } 3/4" = 0.75 \text{ m}$$

$$CF2 = 0.75 \text{ m}$$

Para el Mu +der

$$CF3 = 0.3 + 0.44 = 0.74 \text{ m}$$

$$CF3 < \text{Lanclaje } 5/8" = 0.56 \text{ m}$$

$$CF3 = 0.75 \text{ m}$$

Control de deflexiones

Se verificará que no necesitará un control de las deflexiones de la viga con las recomendaciones de la Norma.

1 ° tramo (ambos extremos continuos)

$$h \geq \frac{L}{21}$$

$$50 \geq \frac{305}{21}$$

$$50 \text{ cm} \geq 14.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, cumple con la condición; no es necesario verificar por deflexiones

Control de Fisuración

Se obtiene $M_{ser} = 3.9 \text{ tn.m}$ y luego se procede a verificar la fisuración

$$f_s = \frac{M_{serv}}{A_s(0.9 d)}$$

$$f_s = \frac{3900 \times 100}{8.52 \times 0.9 \times 44}$$

$$f_s = 1156 \text{ kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 \times bw \times dc}{N^{\circ} \text{ barras}}$$

$$Act = \frac{2 \times 25 \times 6}{3}$$

$$Act = 100 \text{ cm}^2$$

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

$$Z = 1156 \sqrt[3]{6 \times 100}$$

$$Z = 9750 \text{ kg/cm}$$

Se puede observar que Z es menor al máximo permitido en ambas condiciones.

Diseño final

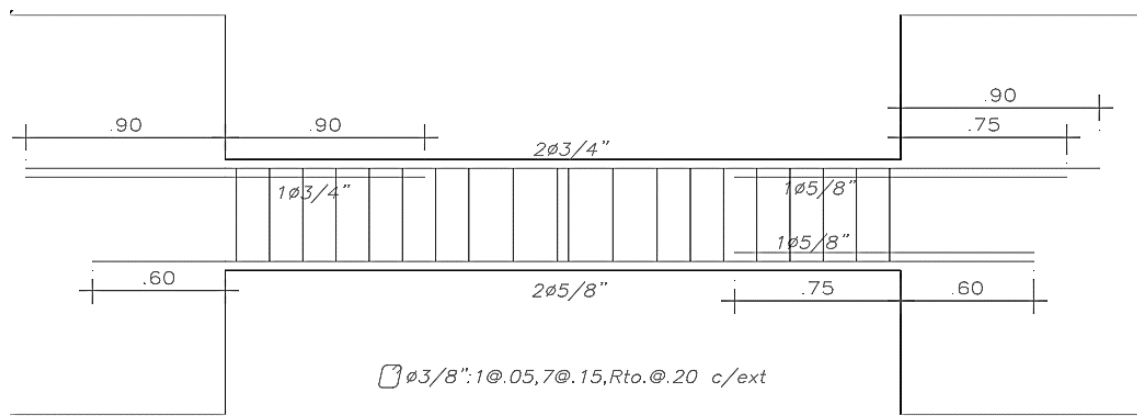


Figura 6.10 Elevación de la Viga V-07 tramo 1

6.2 Ejemplo de diseño de la viga tramo 2

A modo de ejemplo, se diseñará la viga V-07 tramo 2 de sección 25 x 50 cm del eje G-D

Metrado de Viga V-07 tramo 2

Metrado del Eje G – D: en estos ejes la viga carga los los aligerados, porque están en el sentido X-X.

C.muerta

$$W_{pp} = 2.4 \times 0.25 \times 0.5 = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$W_{alig} = 0.3 \times 2.06 = 0.618 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$W_{pt} = 0.1 * (0.25 + 2.06) = 0.231 \frac{tn}{m}$$

$$W_{Tabiquería} = 1.35 * 0.13 * 2.2 + 2 * 0.02 * 2.2 = 0.474 \frac{tn}{m}$$

$$CM = 1.623 \frac{tn}{m}$$

C.viva

$$S/C = 0.2 * (0.25 + 2.06) = 0.462 \frac{tn}{m}$$

C.última

$$CU = 1.4 * 1.623 + 1.7 * 0.462 = 3.06 \frac{tn}{m}$$

Se muestra la representación en un modelo de la viga V-07 del tramo 2.

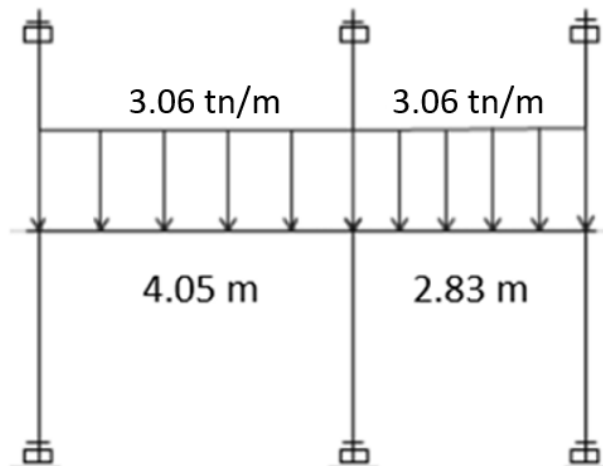


Figura 6.11 Modelo de la viga V- 07 tramo 2

Diseño por flexión

Se presenta los diagramas de momentos a las cargas de muerta, viva y las cargas de sismo tanto en X e Y.

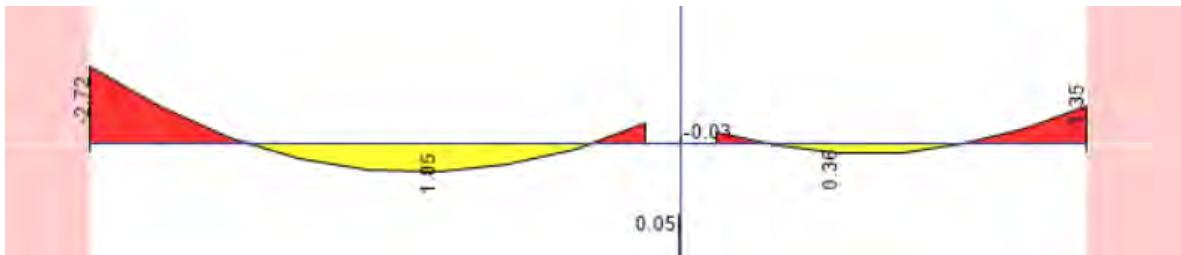


Figura 6.12 DMF por carga muerta en Tn.m

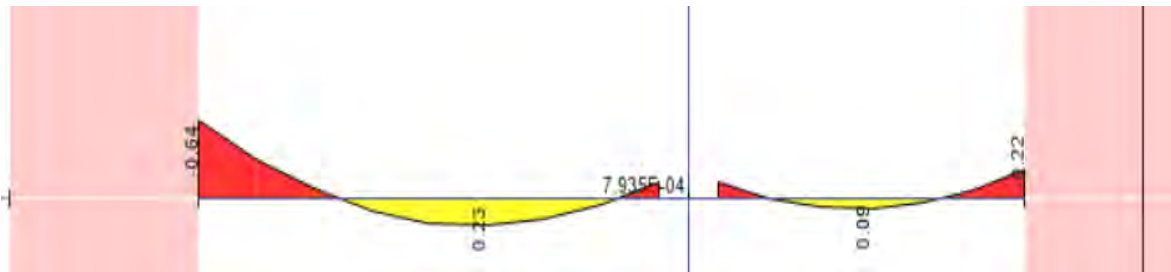


Figura 6.13 DMF por carga viva en Tn.m

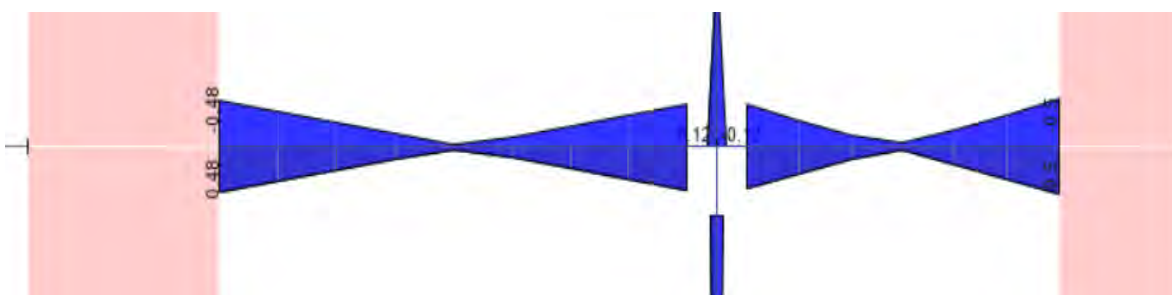


Figura 6.14 DMF por sismo en X en Tn.m

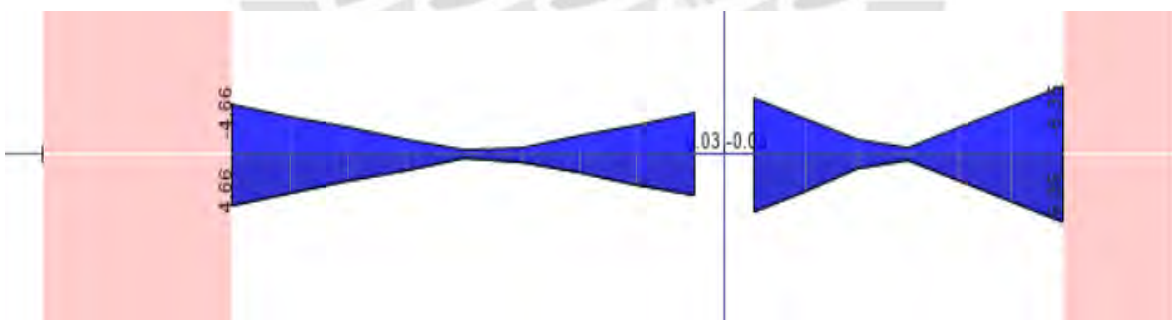


Figura 6.15 DMF por sismo en Y en Tn.m

Se prueba las combinaciones de cargas como se especifica en la Norma, al sumar estos diagramas se encuentra la envolvente, con los valores máximo y mínimo, obtenido por Etabs. Ahora con los momentos últimos se halla los aceros respectivos respetando el acero mínimo y máximo obtenido en la siguiente tabla.

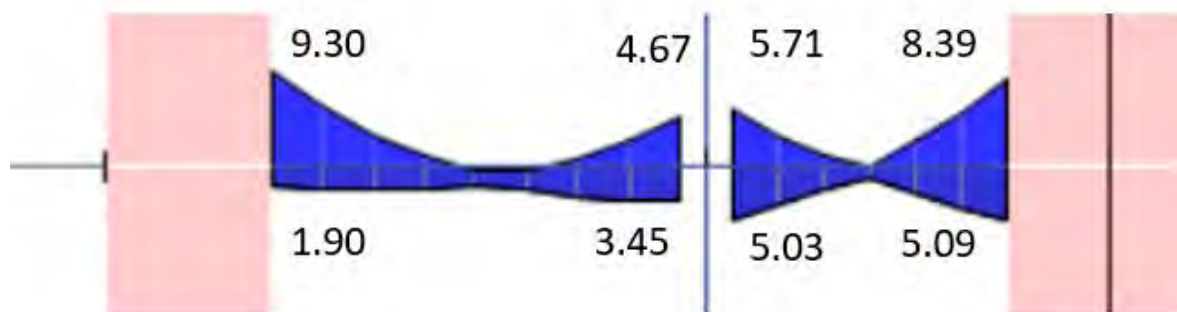


Figura 6.16 DMF de la envolvente de la viga tramo 2 en Tn.m

Tabla 6.3 Resultados del área de acero para la viga V-07 tramo 2

Tramo	Momento	Múlt(tn.m)	d (cm)	Asmín(cm ²)	Asmáx(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)	Varillas de acero	As inst(cm ²)	φMn (Ton.m)
Tramo 1	+ izq	1.90	44	2.64	17.53	1.09	1.16	2Φ5/8"	4.00	6.37
	- izq	9.30	44	2.64	17.53	5.62	5.97	3Φ5/8"	6.00	9.34
	+ der	4.67	44	2.64	17.53	2.73	2.90	2Φ5/8"	4.00	8.87
	- der	3.45	44	2.64	17.53	2.00	2.12	2Φ5/8"	4.00	8.87
Tramo 2	+ izq	5.03	44	2.64	17.53	2.94	3.13	2Φ5/8"	4.00	6.37
	- izq	5.71	44	2.64	17.53	3.03	3.57	2Φ5/8"	4.00	8.87
	+ der	5.09	44	2.64	17.53	2.98	3.17	2Φ5/8"	4.00	6.37
	- der	8.39	44	2.64	17.53	5.04	5.35	3Φ5/8"	6.00	9.34

Diseño de por cortante

Ahora, se obtiene la envolvente de las fuerzas cortante con las combinaciones de carga. Así, con estos valores se reduce la carga cortante a "d" de la cara.

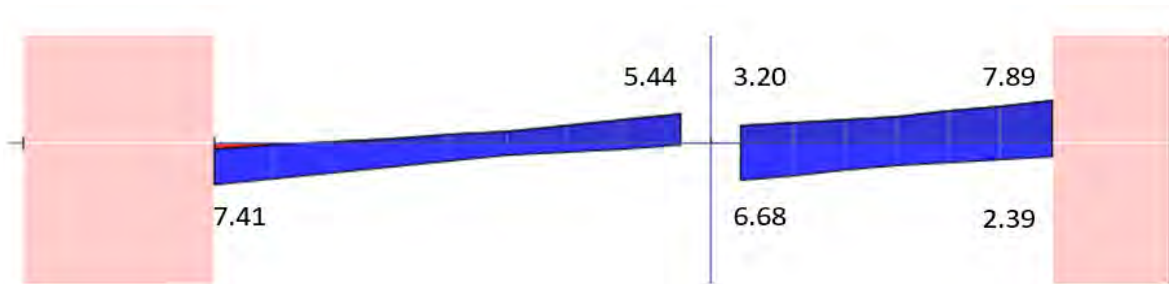


Figura 6.17 DFC de la viga tramo 2 en Tn

Tabla 6.4 Resultados del espaciamiento para la viga V-07 tramo 2

Vu(kg)	Vu a "d"(kg)	ØVc(kg)
7410	6460	7181
7890	6940	7181

Al comprobar que $V_u < \phi V_c$, luego, se utilizarían los estribos mínimos que tenga espaciamiento que no supere la menor de las siguientes dos ecuaciones del libro de Ottazzi (2019):

$$S_{max_1} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{f'_c} * b}$$

$$S_{max_1} = \frac{2 * 0.71 * 4200}{0.2 * \sqrt{210} * 25}$$

$$S_{max_1} = 82 \text{ cm}$$

$$S_{max_2} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b}$$

$$S_{max_2} = \frac{2 * 0.71 * 4200}{3.5 * 25}$$

$$S_{max_2} = 68 \text{ c}$$

Asimismo, se utilizarán las normas mínimas para un espacio cerrado, la Norma del Artículo 21.4.4.4 permite que la distancia entre estribos en un espacio cerrado cerrado no exceda el menor de los siguientes:

- $S = \frac{d}{4} < 15 \text{ cm} \Rightarrow \frac{32}{4} = 16 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$
- $S = 10 * (\phi_{\text{menor de la acero longitudinal}}) = 10 * 1.59 = 15.9 \text{ cm}$
- $S = 24 * (\phi_{\text{menor del estribo}}) = 24 * 0.95 = 22.8 \text{ cm}$

- $S = 30 \text{ cm}$

Se elige el menor de las cuatro condiciones. Entonces, la distribución es 1 $\Phi 3/8''$: 1@5cm ,10 @10 cm, RTO @20 cm.

Control de deflexiones:

De la misma manera que la viga anterior se calculará los cortes de fierro.

Tramo 1:

Para el Mu - izq

$$CF1 = 0.43 + 0.44 = 0.87 \text{ m}$$

$$CF1 = \text{Lanclaje } 5/8'' = 0.73\text{m}$$

$$CF1 = 0.90 \text{ m}$$

Tramo 2:

Para el Mu - der

$$CF2 = 0.27 + 0.44 = 0.71 \text{ m}$$

$$CF2 < \text{Lanclaje } 5/8'' = 0.73\text{m}$$

$$CF2 = 0.75 \text{ m}$$

Control de deflexiones

1 ° tramo (ambos extremos continuos)

$$h \geq \frac{L}{21}$$

$$50 \geq \frac{380}{21}$$

$$50 \text{ cm} \geq 18.1 \text{ cm}$$

Por lo tanto, cumple con la condición; no es necesario verificar por deflexiones

Control de Fisuración

Se analizará el tramo eje F-G debido a que es el más crítico y se obtiene el $M_{ser} = 3.71 \text{ tn.m}$ y luego se procede a verificar la Fisuración

$$f_s = \frac{M_{serv}}{A_s(0.9 d)}$$

$$f_s = \frac{3710 \times 100}{6 \times 0.9 \times 44}$$

$$f_s = 1561 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times b_w \times d_c}{N^\circ \text{ barras}}$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times 25 \times 6}{3}$$

$$A_{ct} = 100 \text{ cm}^2$$

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

$$Z = 1561 \sqrt[3]{6 \times 100}$$

$$Z = 13166 \text{ kg/cm}$$

Se puede observar, que Z es menor al máximo permitido en ambas condiciones.

Diseño final

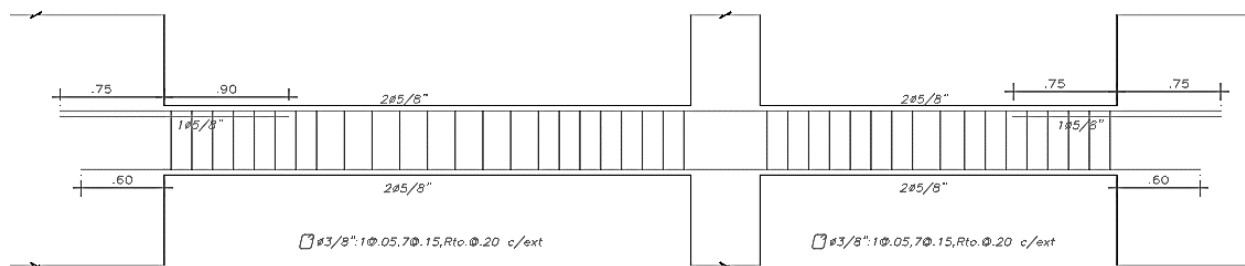


Figura 6.18 Armado de la Viga V-07 tramo 2

7.DISEÑO DE COLUMNAS

7.1 Consideraciones generales para el diseño de columnas

Diseño por Flexocompresión

Los elementos que resisten la flexión y la compresión se denominan flexocompresión. Los elementos estructurales que se diseñan mediante flexocompresión son columnas y placas, y la forma de distinguir una columna (flexocompresión) de una viga (flexión) es utilizar esta fórmula. Si cumple esta expresión, debe diseñarse simplemente como una viga, en caso no cumpla como una columna.

$$P_u < 0.1 \cdot f'c \cdot A_g$$

Donde.

Ag: El área bruta de la sección transversal.

Pu: La carga última

Además, la Norma nos recomienda que el refuerzo longitudinal debe ser mayor al 1% y menor al 6% de la cuantía de acero.

Diagrama de interacción (DI)

Es un lugar geométrico conformado por las combinaciones de cargas puntuales y momentos que agotan la capacidad de la sección (Ottazzi, 2019). Este diagrama es importante para el diseño de un elemento vertical, independientemente de si la distribución del acero es correcta. Se muestra el diagrama de distribución con algunos puntos destacables en la siguiente imagen.

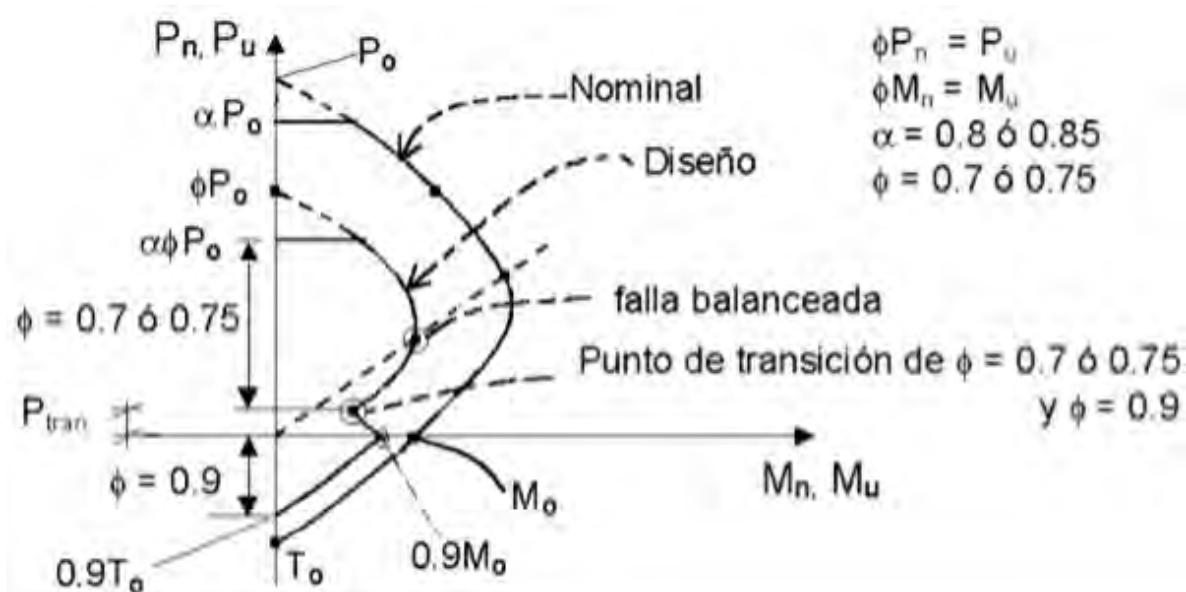


Figura 7.1 DI, Resistencias nominales y de diseño.

Nota. Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado I" por Ottazzi, 2015

Algunos de los aspectos más destacados del diagrama de interacción se analizan a continuación:

- Falla en compresión pura para columna con estribos

$$P_u = (0.7)(0.8)[f_y A_{st} + 0.85 f'_c (A_g - A_{st})]$$
- Fisuración incipiente: es esfuerzo nulo en el acero más lejos del borde en compresión.
- Falla balanceada: barras más alejadas del borde de compresión que inician su fluencia en tracción
- Falla por flexión pura: se comportaría como una viga
- Falla por tracción pura

$$\phi T_o = 0.9 A_{st} f_y$$

Diseño Por Corte

Este diseño es el mismo procedimiento que para las vigas. Esto se desarrolla en un método de cálculo de resistencia que requiere que las solicitaciones amplificadas sean no mayores que las resistencias nominales especificadas.

La parte de la carga cortante que no puede ser absorbida por el concreto la proporciona la armadura o refuerzo de estribos. A diferencia de las vigas es que es posible tener en cuenta la contribución de las cargas axiales de compresión de la columna al calcular la resistencia designada por el concreto.

La fuerza de corte del concreto para una columna está determinada por:

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

Diseño por capacidad

Del artículo 21.4, de la norma E0.60 para una edificación con un sistema de muro estructural, la fuerza de corte de diseño (V_u) de las columnas resistentes a eventos sísmicos no debe ser menor que el valor más pequeño obtenido en dos casos.

- La cortante de capacidad se define $V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{H_c}$
- La cortante máxima obtenida de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.

Se aconseja a seguir estas recomendaciones según la figura 7.2 para los estribos mínimos.

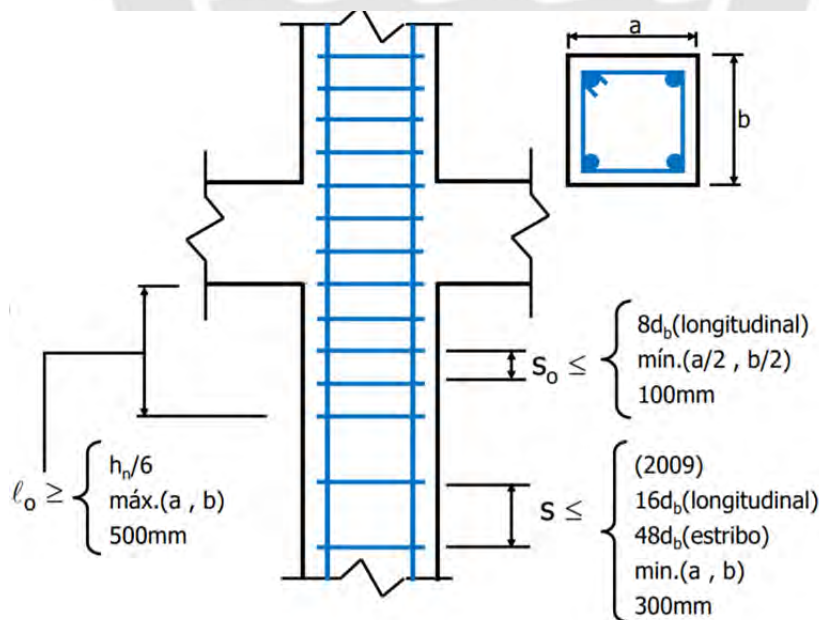


Figura 7.2 Distribución del espaciamiento del estribo en columnas

Nota. Tomado de “Diapositivas de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2020.

7.4 Ejemplo de diseño de la Columna

Metrado de la columna C1 -F

Para metrar la columna, primero se tiene que definir el área tributaria que pertenece a la columna.

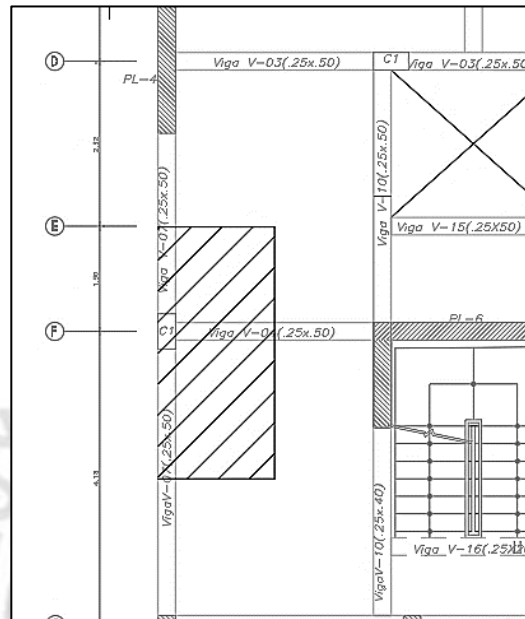


Figura 7.3 Representación del área de tributaria de la columna C-01 -F

Resultó un área tributaria de C-01-F en un techo típica igual a 5.84 m².

Se observa las tablas que se da un procedimiento detallado de cómo hallar las cargas muertas y vivas para cada nivel.

Tabla 7.1 Metrado detallado de la carga muerta del primer nivel

	Elemento	b(m)	h(m)	Carga distribuida (tn/m ² o tn/m ³)	Área(m ²)	Longitud(m)	Carga muerta(tn/m)
Primer nivel	Losa aligerado h=20cm	-	-	0.3	4.72	-	1.42
	Viga principal	0.25	0.5	2.4	-	4.5	1.35
	Peso propio	0.25	0.5	2.4	-	3.6	1.08
	Piso terminado	-	-	0.1	5.84	-	0.58
	Tabique			0.446		3.43	1.53
							5.96

Tabla 7.2 Metrado detallado de la carga muerta del piso típico

	Elemento	b(m)	h(m)	Carga distribuida (tn/m ² o tn/m ³)	Área(m ²)	Longitud(m)	Carga muerta(tn)
Piso típico	Losa aligerado h=20cm	-	-	0.3	4.72	-	1.42
	Viga principal	0.25	0.5	2.4	-	4.5	1.35
	Peso propio	0.25	0.5	2.4	-	2.7	0.81
	Piso terminado	-	-	0.1	5.84	-	0.58

	Tabique			0.446		3.43	1.53
							5.69

Tabla 7.3 Metrado detallado de la carga muerta de la azotea

	Elemento	b(m)	h(m)	Carga distribuida (tn/m ² o tn/m)	Área(m ²)	Longitud(m)	Carga muerta(tn)
Azotea	Losa aligerado h=20cm	-	-	0.3	4.72	-	1.42
	Viga principal	0.25	0.5	2.4	-	4.5	1.35
	Peso propio	0.25	0.5	2.4	-	2.7	0.81
	Piso terminado	-	-	0.1	5.84	-	0.58
							4.16

Tabla 7.4 Metrado por nivel de la carga muerta acumulada

Nivel	Carga muerta(tn) por piso	Carga muerta acumulada(tn)
5	4.16	4.16
4	5.69	9.85
3	5.69	15.54
2	5.69	21.23
1	5.96	27.19

Tabla 7.5 Resultado de la carga viva por piso

Nivel	Área tributaria(m ²)	Sobrecarga(tn/m ²)	Carga viva(tn) por piso
5	4.52	0.100	0.452
4	4.52	0.200	0.904
3	4.52	0.200	0.904
2	4.52	0.200	0.904
1	4.52	0.200	0.904
			4.068

Diseño por flexocompresión

Del programa Etabs, se obtiene las cargas a gravedad(muerta y viva) y de sismo. Los valores que se obtuvo del Software a comparación del metrado convencional resultaron casi iguales, eso quiere decir que se modelo de la columna es correcta.

Del Etabs se obtiene los valores de carga del nivel 1.

Tabla 7.6 Resultados de las cargas de la columna C1

Columna	Carga	P(tn)	V2(tn)	V3(tn)	M2(tn.m)	M3(tn.m)
C20	Muerta	-27.66	-0.02	0.11	0.08	-0.03
C20	Viva	-4.37	0.00	0.02	0.01	0.00
C20	SISXX Max	6.54	0.06	0.12	0.21	0.31
C20	SISYY Max	7.79	0.01	1.13	1.91	0.05

Se realiza las combinaciones que la Norma plantea se obtiene la tabla 7.7 tanto para XX y YY.

Tabla 7.7 Combos de carga de la columna C1

Combos		P(tn)	M2(tn.m)	M3(tn.m)
Última	1.4CM+1.7CV	46.15	0.13	-0.04
Sismo XX	1.25(CM+CV)+SISXX	46.58	0.32	0.27
	1.25(CM+CV)-SISXX	33.50	-0.10	-0.35
	0.9CM+SISXX	31.43	0.28	0.28
	0.9CM-SISXX	18.35	-0.14	-0.34
Sismo YY	1.25(CM+CV)+SISYY	47.83	2.02	0.01
	1.25(CM+CV)-SISYY	32.25	-1.80	-0.09
	0.9CM+SISYY	32.68	1.98	0.02
	0.9CM-SISYY	17.10	-1.84	-0.08

Para construir el DI se definió un armado de acero de 8 barras Φ 5/8 “dando una cuantía de 1.28 % superando a la cuantía mínima de 1%. Con la ayuda del software se obtuvo los 15 puntos para la construcción de los diagramas que se realizó en Excel tanto para momento XX e YY.

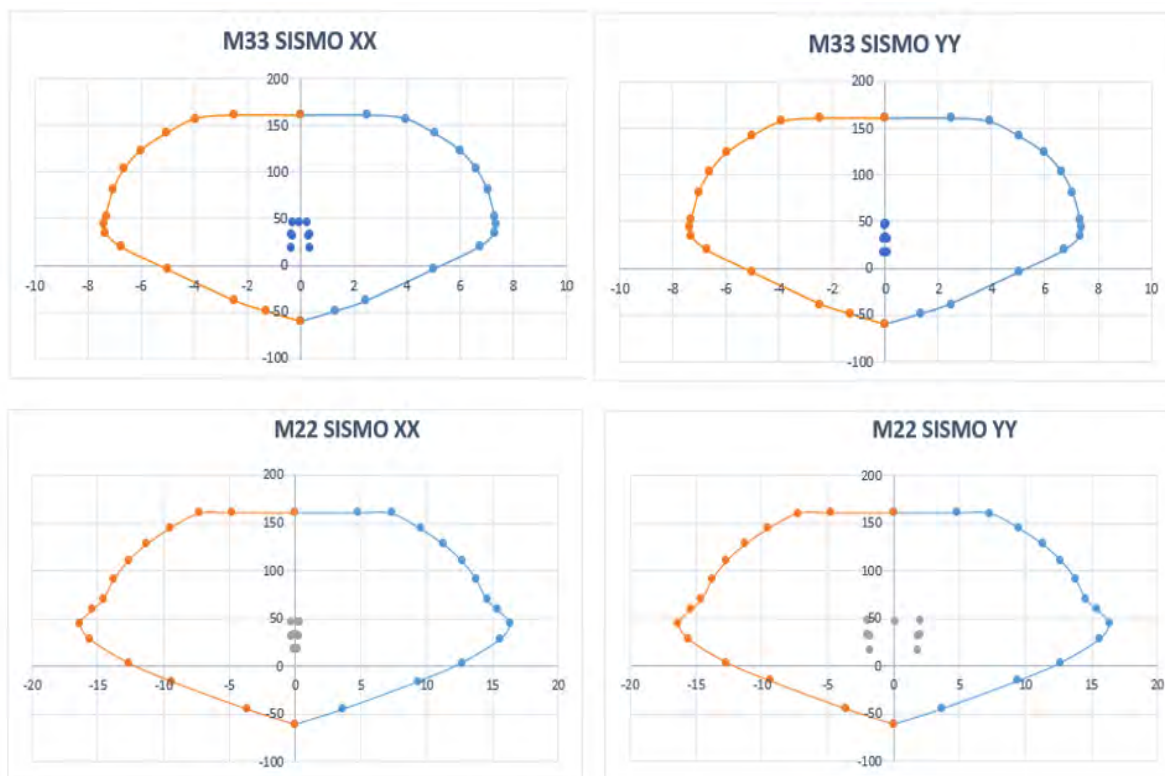


Figura 7.4 DI de diseño de la columna C-01

Como se observa la distribución del acero de la columna está bien planteada, porque los puntos están en el interior del DI con lo cual el diseño por flexocompresión cumple.

Diseño por capacidad

Del artículo 21 de la Norma E.060, presenta dos casos. En primer lugar, hallamos los momentos nominales con el DI sin multiplicar el factor ϕ y se obtiene las siguientes cargas. Segundo lugar, Se multiplica por 2.5 al sismo para obtener nuevas combinaciones y entre las dos se elige la menor. Se analizará el corte 33 en sismo YY debido a que es el más crítico.

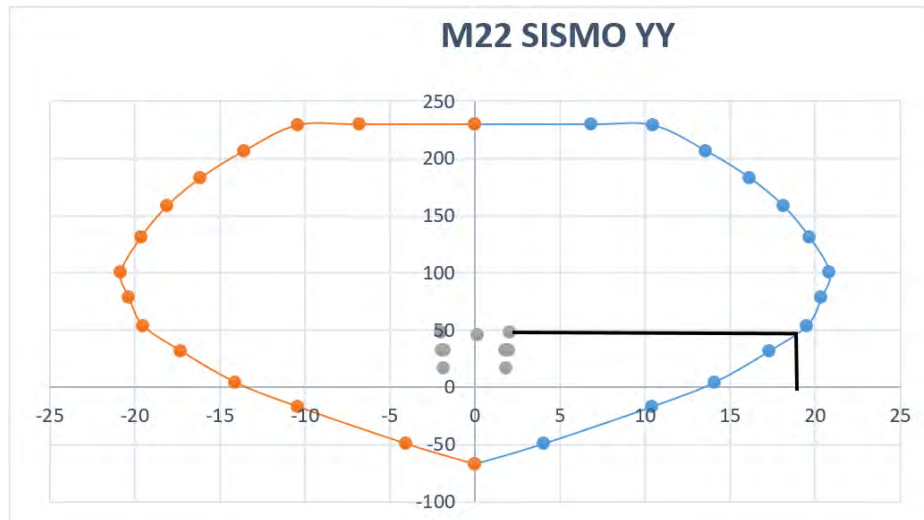


Figura 7.5 DI nominal de la columna C1

Se obtiene un $M_n = 18 \text{ tn} \cdot \text{m}$ tanto inferior y superior

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{H_c}$$

$$V_u = \frac{18 + 18}{2.2}$$

$$V_u = 16.4 \text{ tn}$$

Para el segundo caso, las cargas se extrajeron de la tabla 7.6 y

$$V_u = 1.25 V_{3cm} + 1.25 V_{3cv} + 2.5 V_{3sismo YY}$$

$$V_u = 1.25 * 0.11 + 1.25 * 0.02 + 2.5 * 1.13$$

$$V_u = 3 \text{ tn}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) bwd$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left(1 + \frac{47830}{140 * 25 * 50} \right) 25 * 44$$

$$V_c = 10.76 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 9.15 \text{ tn}$$

Debido a que la cortante del concreto es mayor a la cortante ultima se usará estribos mininos indicados en la Norma

Espaciamiento en zona de confinamiento, el menor de:

- $8 \cdot db(\varnothing 5/8") = 8 \cdot 1.6 = 12.8 \text{ cm}$
- $25/2 = 12.5 \text{ cm}$

- 10 cm

En la zona de confinamiento, el mayor de:

- $h_n/6 = 220/6 = 36.7$ cm
- máx. (25,50) = 50 cm
- 50cm

Separación en zona fuera al confinamiento, no mayor de:

- 16. $\phi 5/8" = 25.44$ cm
- 48. $\phi 3/8" = 45.6$ cm
- mín. (25,50) = 25cm
- 30cm

Entonces, la distribución de estribos es el siguiente: 1@0.05, 5@0.10, Rto. @0.25.

Diseño final

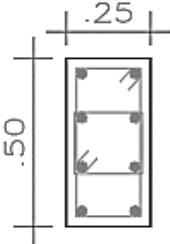
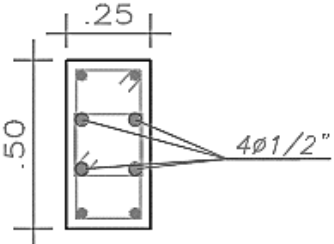
COLUMNA	C-01
NIVEL 1er. al 3to.	 <p style="text-align: center;">$8\phi 5/8"$ $2\phi 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto. @.25$</p>
4to. al 5to.	 <p style="text-align: center;">$4\phi 5/8" + 4\phi 1/2"$ $2\phi 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto. @.25$</p>

Figura 7.6 Armado de la columna C-1

8 DISEÑO DE PLACAS

8.1 Consideraciones generales para el diseño de placas

Diseño por flexocompresión

Al igual que en el diseño de columnas por flexocompresión, el diagrama de interacción P_n vs M_n se creará cambiando la posición del eje neutro utilizando el programa Etabs. Se empleará un procedimiento de diseño iterativo; Se sugerirá un armado inicial de la sección, se comprobarán los resultados y luego se acomodará para conseguir la sección óptima.

Diseño por fuerza cortante

Se define con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c} \cdot (Acw)$$

Si el coeficiente " α " depende de la relación entre h_m (altura de placa) y l_m (distancia de placa), para placas delgadas ($h_m / l_m > 2$) el coeficiente α es siempre 0,53; y 0,80 para ($h_m / l_m < 1,5$).

Además, el Artículo 21.9.5.3 de la Norma E0.60 establece que el cortante de diseño (V_u) debe ajustarse de acuerdo con la capacidad de flexión establecida en el muro utilizando

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

En el cual V_{ua} y M_{ua} son la fuerza cortante y el momento amplificado obtenido del análisis previo, mientras M_n es el momento nominal de resistencia del muro calculado para los aceros realmente colocados, vinculado con la carga de P_u . La relación M_n / M_{ua} debe ser menor que el factor de reducción (R) utilizado para determinar las fuerzas de sismo.

Para la cuantía mínimas tanto en horizontal como en vertical, se seguirán las recomendaciones de la Norma E0.60.

- Para $V_u < \phi V_c$

$$\rho_v \geq 0.0015$$

$$\rho_h \geq 0.0020$$

- Para $V_u > \phi V_c$

$$\rho_h = \text{máximo} \left[\frac{V_s}{f_y \cdot t \cdot d}; 0.0025 \right]$$

$$\rho_v = \text{máximo} \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025); 0.0025 \right]$$

Elementos de borde

Estos en las zonas de compresión deben ser agrupados o confinados y cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$C_{lim} = \frac{l_m}{600(\delta u/h_m)}$$

Donde:

l_m : Longitud de la placa

δu : Desplazamiento máximo de la placa

h_m : Altura de placa

Otra condición es cuando el esfuerzo de compresión en la fibra extrema del muro se incluirá los efectos sísmicos es mayor $0.2f'_c$ se necesitará confinar.

$$\sigma_u \geq 0.2 f'_c$$

Si se verifica que se requiere confinar, La norma presenta algunas recomendaciones:

- Las alas de los elementos de borde deben ser mayor a $C-0.1l_m$ y $C/2$
- La altura a confinar de los elementos de borde debe ser mayor a l_m y $0.25 M_u/V_u$
- El espaciamiento debe ser mayor de diez veces el diámetro de la barra longitudinal y debe ser no mayor dimensión de la sección transversal del elemento de borde o 25 cm.

Esta figura resume las indicaciones de la norma para los elementos de borde.

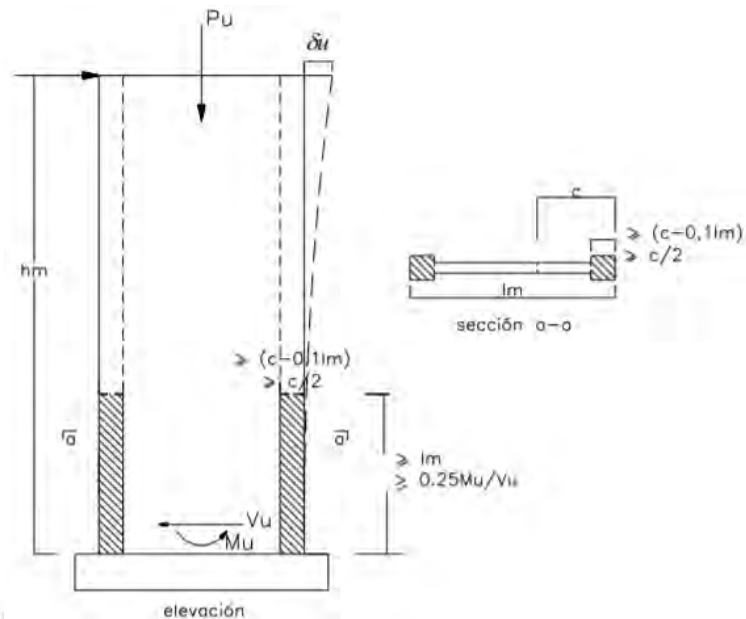


Figura 8.1 Representación de los elementos confinados de borde en los muros.

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

8.2 Ejemplo de diseño de la placa

Metrado de la Placa PL-1

Se realiza el metrado de la placa PL-1, pero antes se tiene que definir el área tributaria que pertenece a la placa.

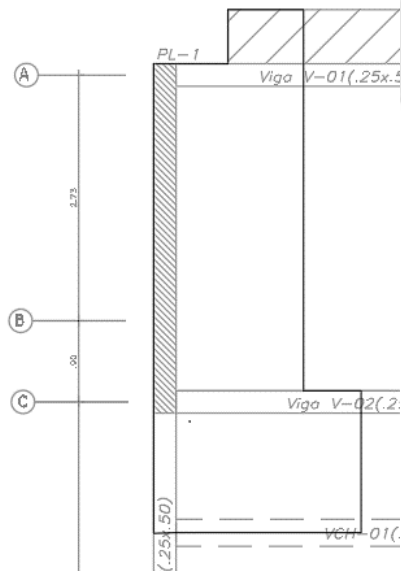


Figura 8.2 Representación del área tributaria de la placa PL-1 en planta

Esta área de la placa PL-1 en un techo típico es 8.51 cm². Se muestran las siguientes tablas que se da un procedimiento detallado de cómo hallar las cargas de servicio (muertas y viva) para cada nivel.

Tabla 8.1 Metrado detallado de la carga muerta del primer nivel

	ELEMENTO	b(m)	h(m)	carga distribuida (tn/m ² o tn/m ³)	Área(m ²)	Longitud(m)	Carga muerta(tn)
Primer techo	Losa aligerado h=0.20 m	-	-	0.3	7.19	-	2.16
	Losa maciza h=0.15 m		0.15	2.4	0.5		0.18
	Viga principal	0.25	0.5	2.4	-	4.79	1.44
	Peso propio	0.25	3.88	2.4	-	3.6	8.38
	Piso terminado	-	-	0.1	8.51	-	0.85
	Viga chata	0.3	0.2	2.4		1.53	0.22
	Tabique			0.446		3.92	1.75
							14.97

Tabla 8.2 Metrado detallado de la carga muerta placa del piso típico

	ELEMENTO	b(m)	h(m)	carga distribuida (tn/m ² o tn/m ³)	Área(m ²)	Longitud(m)	Carga muerta(tn)
Piso típico	Losa aligerado h=20cm	-	-	0.3	7.19	-	2.16
	Losa maciza h=15 cm		0.15	2.4	0.5		0.18
	Viga principal	0.25	0.5	2.4	-	4.79	1.44
	Peso propio	0.25	3.88	2.4	-	2.7	6.29
	Piso terminado	-	-	0.1	8.51	-	0.85
	Viga chata	0.3	0.2	2.4		1.53	0.22
	Tabique			0.446		3.92	1.75
							12.88

Tabla 8.3 Metrado detallado de la carga muerta de la azotea

	ELEMENTO	b(m)	h(m)	carga distribuida (tn/m ² o tn/m ³)	Área(m ²)	Longitud(m)	Carga muerta(tn)
Azotea	Losa aligerado h=20cm	-	-	0.3	7.19	-	2.16
	Losa maciza h=15 cm		0.15	2.4	0.5		0.18
	Viga principal	0.25	0.5	2.4	-	4.79	1.44
	Peso propio	0.25	3.88	2.4	-	3.6	8.38
	Piso terminado	-	-	0.1	8.51	-	0.92
							13.01

Tabla 8.4 Metrado por nivel de la carga muerta acumulada

Nivel	Carga muerta(tn/m) por piso	Carga muerta acumulado(tn)
5	13.01	13.01
4	12.88	25.89
3	12.88	38.76
2	12.88	51.64
1	14.97	66.62

Tabla 8.5 Resultado de la carga viva por piso

Nivel	Área tributaria(m ²)	Sobrecarga(tn/m ²)	Carga viva(tn) por piso
5	8.51	0.100	0.851
4	8.51	0.200	1.702
3	8.51	0.200	1.702
2	8.51	0.200	1.702
1	8.51	0.200	1.702
			7.659

La placa PL-1 tiene 3.88 m de largo y 0.25 m de ancho, las cargas de servicio y sísmicas se obtienen utilizando el software Etabs del nivel 1, como se muestra en la Tabla 8.6.

Tabla 8.6 Resultados de las cargas de la placa PL-1

Placa	Carga	P(tn)	V2(tn)	V3(tn)	M2(tn.m)	M3(tn.m)
P6	Muerta	-69.67	1.06	0.00	0.04	-14.80
P6	Viva	-9.26	0.10	0.00	0.01	-3.33
P6	SISXX Max	7.88	5.10	0.37	2.03	30.25
P6	SISYY Max	21.35	34.98	0.09	0.53	252.70

Se realiza las combinaciones que la Norma plantea se obtiene la siguiente tabla 8.7.

Tabla 8.7 Combos de carga de la placa PL-1

	COMBOS	P(tn)	M2(tn.m)	M3(tn.m)
ÚLTIMA	1.4CM+1.7CV	113.28	0.07	-26.38
SISMO XX	1.25(CM+CV) +SISXX	106.54	2.09	7.59
	1.25(CM+CV)-SISXX	90.78	-1.97	-52.91
	0.9CM+SISXX	70.58	2.07	16.93
	0.9CM-SISXX	54.82	-1.99	-43.57
SISMO YY	1.25(CM+CV) +SISYY	120.01	0.59	230.04
	1.25(CM+CV)-SISYY	77.31	-0.47	-275.36
	0.9CM+SISYY	84.05	0.57	239.38
	0.9CM-SISYY	41.35	-0.49	-266.02

Diseño por flexocompresión

Para la primera iteración se le colocó dos núcleos de $8\Phi 5/8$ " de longitud de 60 cm. y fuera del núcleo se puso fierros de $\Phi 3/8$ "@20cm como cuantía mínima del refuerzo vertical. Se realizará en el Etabs el diagrama de interacción.

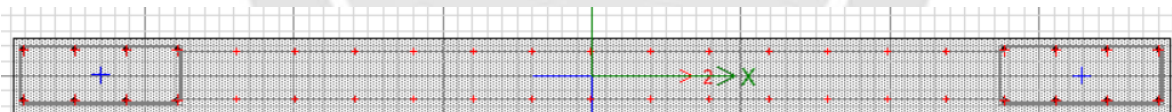


Figura 8.3 Propuesta de armado de la placa PL-1

Sabiendo las cargas últimas con combos, se obtiene los diagramas de interacción de diseño con la multiplicando el factor ϕ para verificar si es que las cargas y momentos están dentro del diagrama.

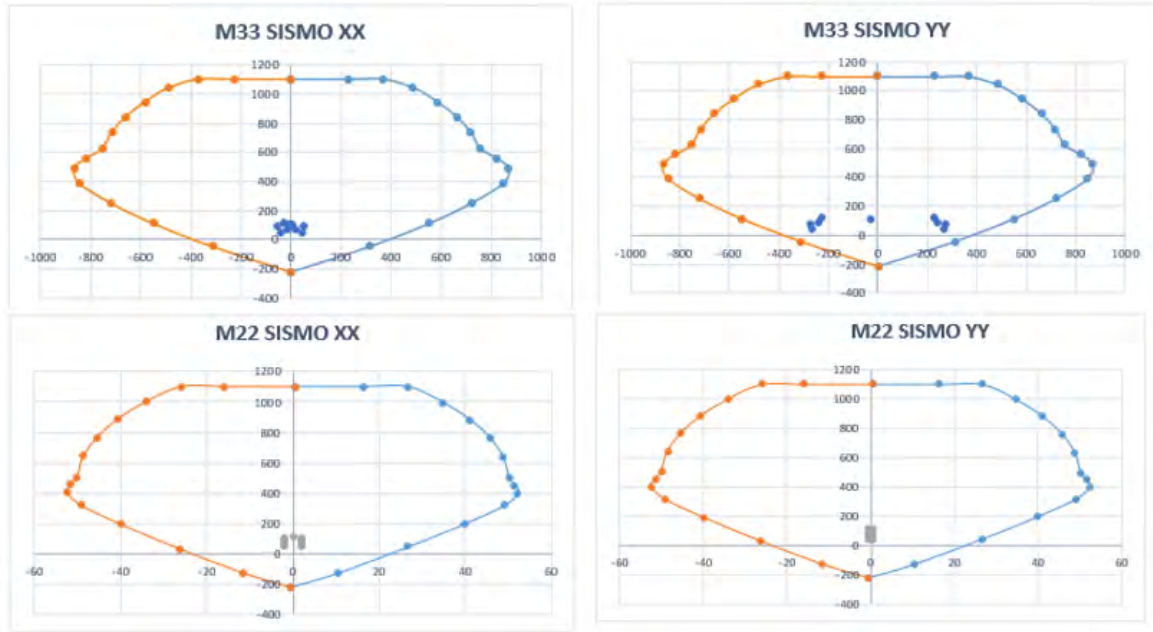


Figura 8.4 DI de diseño de la placa PL-1

Como se puede observar, la distribución del acero de la placa está bien planteada, pues los puntos están dentro del DI de la placa con el cual cumple el diseño de flexocompresión.

Elementos de borde

Primero se calcula el valor del eje neutro, para eso si tiene que dividir a la placa como la figura y por lo cual se obtiene valores dados en la tabla tanto el área y la posición de “d”.

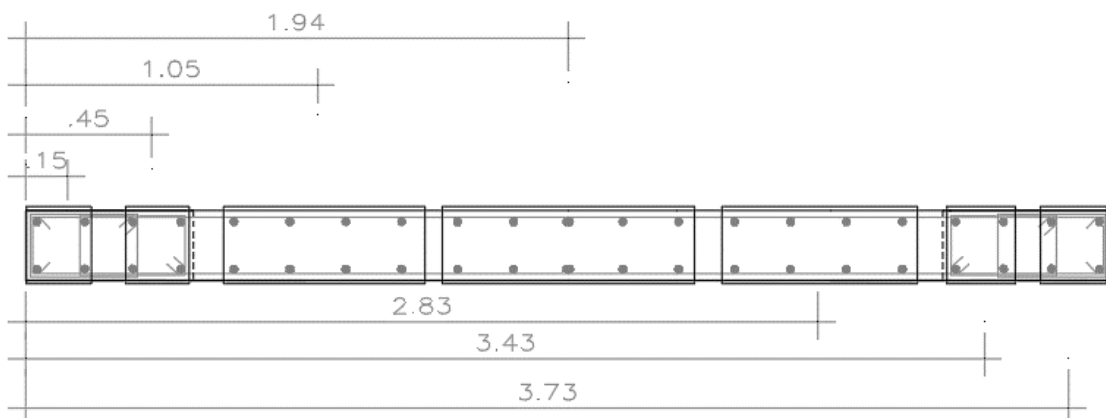


Figura 8.5 Distribución de acero para el cálculo del eje neutro “c”

Tabla 8.8 Valores de la distribución de acero con su respectiva posición

Posición respecto al extremo(cm)		Área(cm ²)	
d1	15	As1	8
d2	45	As2	8
d3	105	As3	5.68
d4	194	As4	7.1
d5	283	As5	5.68
d6	343	As6	8
d7	373	As7	8

Sabiendo las combinaciones de carga, se obtiene la carga última que es igual 120.01 tn y el del momento último de 275.36 tn.m, se comienza a iterar con una hoja de cálculo de modo que la carga última sea igual a la carga nominal y el valor de “c” que resulto muy cercano a esas cargas resulto 58 cm. Ahora, se calcula el “Clim” para comparar el “c” y verificar si es que necesita elementos de borde o no. Se obtiene el desplazamiento máximo de la placa P1 del Etabs que resulto 3.4cm.

$$Clim = \frac{lm}{600(\delta u/hm)} = \frac{388 \text{ cm}}{600 (3.4/1440)} = 274 \text{ cm}$$

Con los valores obtenidos, podemos ver que según la norma peruana el “C” límite es mayor al calculado. No necesitará elementos de borde según este criterio.

Aún falta confirmar el criterio de esfuerzos en el cual el esfuerzo de compresión(σ) de la placa que se define con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{Pu}{t \cdot L} + 6 \cdot \frac{Mu}{t \cdot L^2}$$

$$\sigma = \frac{120.01}{0.25 \cdot 3.88} + 6 \cdot \frac{275.36}{0.25 \cdot 3.88^2} = 563 \frac{tn}{m^2}$$

Se compara con el $\sigma_{lim} = 0.2f'c = 420 \text{ tn/m}^2$; por lo tanto, la placa requiere elementos de borde en los lados extremos de la placa. Este debe tener la longitud mayor a lo indicado a la norma.

$$c - 0.1lm = 58 - 0.1 \cdot 388 = 19,2 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{2} = \frac{58}{2} = 29 \text{ cm}$$

Como el núcleo de confinamiento es de 60 cm, los elementos de borde se extenderán a los 60 cm de tal manera que confine el núcleo. Así, se decidió poner la distribución de estribos de 1 @ .05 y Rto@.20 del 1er al 3er piso, y para los demás pisos se pondrá estribos al mismo espaciamiento que el refuerzo horizontal

Diseño por capacidad

Se grafica el DI nominal, es decir, sin multiplicar el factor ϕ al diagrama de diseño y se escoge el diagrama del M33 del sismo Y, porque es la más crítica



Figura 8.6 DI nominal de la placa PL-1

Dado la carga ultima de 120.01 tn se determina de la figura 8.10 de que el momento nominal es 600 tn.m

$$Vu = Vua \left(\frac{Mn}{Mnu} \right)$$

$$\left(\frac{Mn}{Mnu} \right) < R$$

$$\left(\frac{600}{252.7} \right) < R = 6$$

$$2.37 < R = 6$$

$$Vu = 34.98(2.37)$$

$$Vu = 83.1 \text{ tn}$$

Se usa $\alpha = 0.53$, porque es una placa esbelta ($h/m/lm > 2$)

$$\emptyset Vc = 0.85 * \alpha * \sqrt{f'c} * b * (0.8 * lm)$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * (0.8 * 388)$$

$$\emptyset Vc = 50.7 \text{ tn}$$

$$Vc = 59.65 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{83.1}{0.85} - 59.65$$

$$Vs = 38.11 \text{ tn}$$

$$Vn = Vs + Vc = 97.76 \text{ tn}$$

Además, se verifica que se cumpla con el límite para Vn :

$$Vn \leq 2.6 * \sqrt{f'c} * t * d = 2.6 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.8 * 3.88 * 10$$

$$Vn \leq 292.38 \text{ tn} \Rightarrow \text{cumple}$$

Como se puede apreciar que $\emptyset Vc$ es menor que Vu , se hallará las cuantías horizontales y verticales

$$\rho_h = \frac{Vs}{f_y \cdot t \cdot d} = \frac{38.11}{4200 \cdot 0.25 \cdot 0.8 \cdot 3.88 \cdot 10} = 0.0012$$

$$\rho_h = \text{máximo} [0.0012; 0.0025] = 0.0025$$

Se calculará la cantidad de acero horizontal.

$$Ash = \rho_h * t * 100$$

$$Ash = 0.0025 * 25 * 100 = 7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como son dos mallas de 3/8", cada una será de 3.5 cm²/m. De esta manera, se tendrá un espaciamiento:

$$s = \frac{0.71}{3.5} = 20.1 \text{ cm}$$

$$\rho_v = \text{máximo} \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025); 0.0025 \right]$$

$$\rho_{sv} = 0.0025$$

Por lo tanto, se elige de refuerzo horizontal de estribos de 3/8" @20 cm y para los refuerzos verticales de 3/8" @20 cm para el 1er piso al 3 piso.

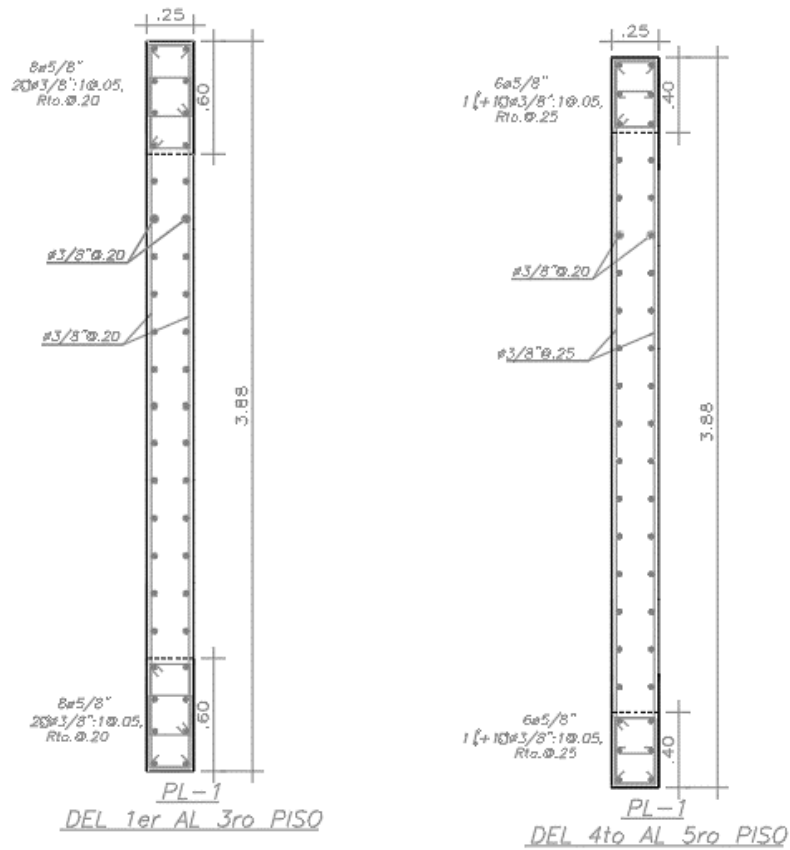


Figura 8.7 Armado final de la placa PL-1

9. DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

9.1 Consideraciones generales para el diseño para cimentaciones superficiales

Es parte primordial de la estructura, ya que se encarga de trasladar las cargas al suelo. La presión admisible del suelo es el valor que da el estudio mecánico del suelo, a partir de ahí. Se trata de dimensionar a la zapata tal manera que esa menor a la capacidad portante tanto para cargas de servicio y cargas de sismo

El Estudio de Mecánica de Suelos de esta edificación obtuvo una capacidad de resistencia de 4,00 kg / cm², valor que representa las características del suelo de grava en la mayor parte de Miraflores, y una profundidad mínima de cimentación(Df) de 1,50 m desde del primer piso.

Cálculo de la fuerza cortante

Para verificación por fuerza cortante se efectuará a una distancia “d” de la cara de apoyo, para ambas direcciones de análisis.

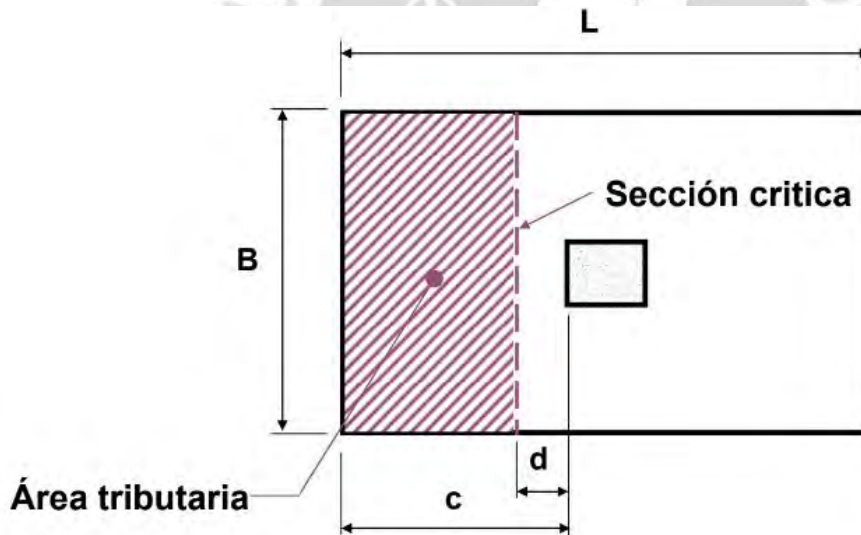


Figura 9.1 Representación para el diseño por fuerza cortante en zapata.

Nota. Tomado de “Diapositivas de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2020.

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

Diseño por punzonamiento

Según este análisis es necesario tener en cuenta que la totalidad de la resistencia por punzonamiento proviene del concreto, porque la cimentación superficial no se utiliza estribos. Por eso, este procedimiento se analiza alrededor de un elemento vertical (columna o placa) a una distancia igual a la mitad del peralte efectivo.

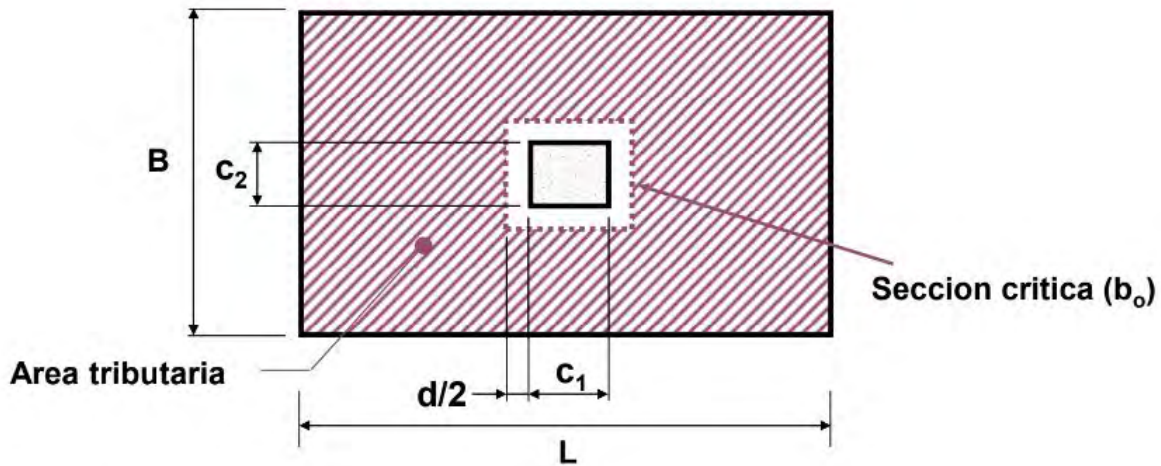


Figura 9.2 Representación para el diseño por punzonamiento en zapata.

Nota. Tomado de “Diapositivas de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2020.

$$\text{Área Crítica} = A_o = (c_1 + d)(c_2 + d)$$

$$\text{Perímetro Crítico} = b_o = 4d + 2(c_1 + c_2)$$

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

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

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

$$\phi V_c = \text{MIN}[\phi V_{c1}; \phi V_{c2}; \phi V_{c3}]$$

$$V_u = \sigma_u * (b * h - A_o)$$

9.2 Modelo de la cimentación

El diseño y el análisis de las cimentaciones se realizó el modelo en el software SAFE. Ya teniendo las cargas de las columnas y placas obtenidas por el Etabs se exportó al SAFE como se muestra en la figura. Además, Los elementos verticales se asignaron como tipos “Stiff”, en los que se asignaron las fuerzas provenientes de las diferentes cargas verticales o axiales y por sismo o horizontales.

Se optó por de conectar a las zapatas con viga de cimentación de 0.25x.1.0m, debido a que los esfuerzos que resultaban si ellas eran muy grandes, con la ayuda de estas vigas las se pudo controlar los esfuerzos tanto para cargas de servicio y para el sismo.

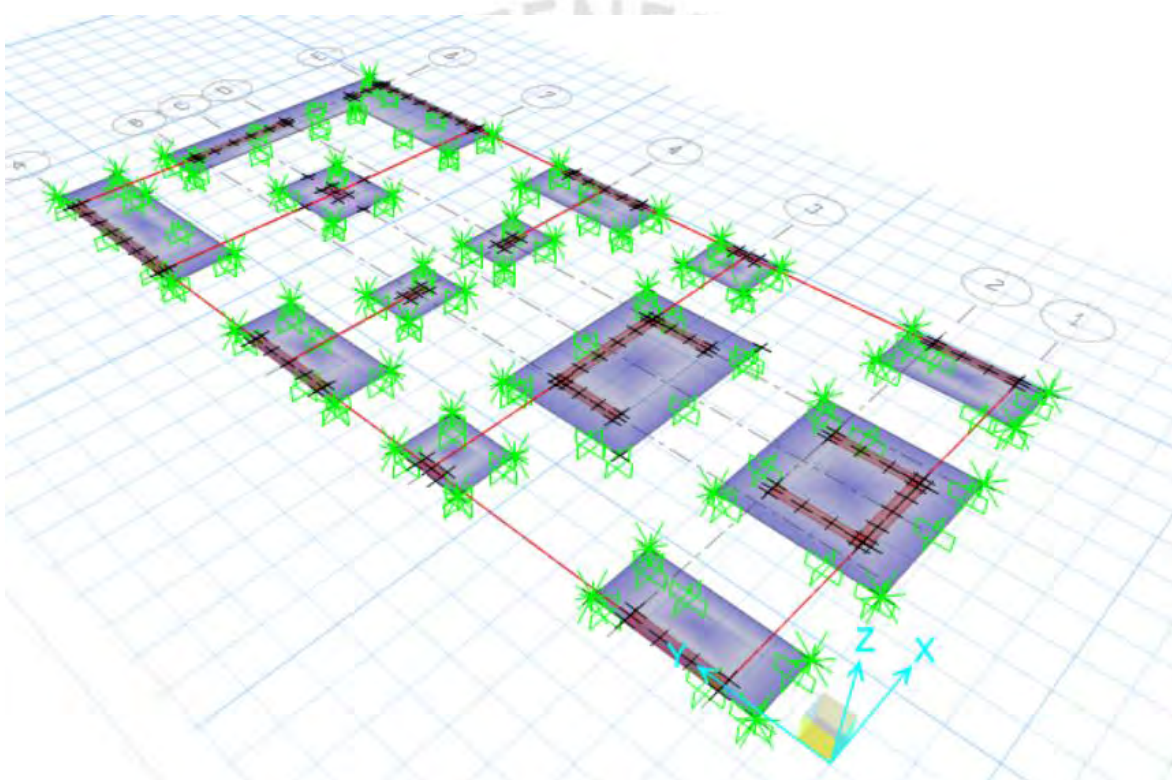


Figura 9.3 Vista en 3D del modelo de la cimentación en Safe

9.3 Ejemplo de Zapata conectada de la columna C3 y la placa PI-4

Verificación a cargas de gravedad y sismos.

Se dimensiona a las zapatas tal que los volados tengan la misma distancia , ahora se verificará si las dimensiones propuestas de las zapatas están correctas con la comparación de presión admisible.

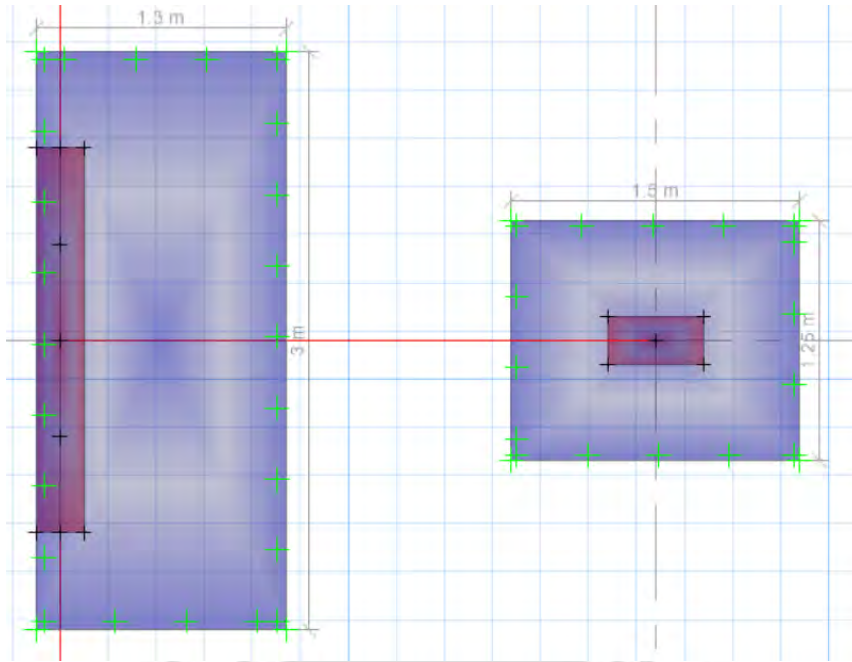


Figura 9.4 Modelo de la zapata conectada uniendo la PI-4 y C3

Primera verificación a cargas de servicio sin ninguna amplificación. Se puede observar que es menor a la capacidad portante de 40 tn/m² del terreno.

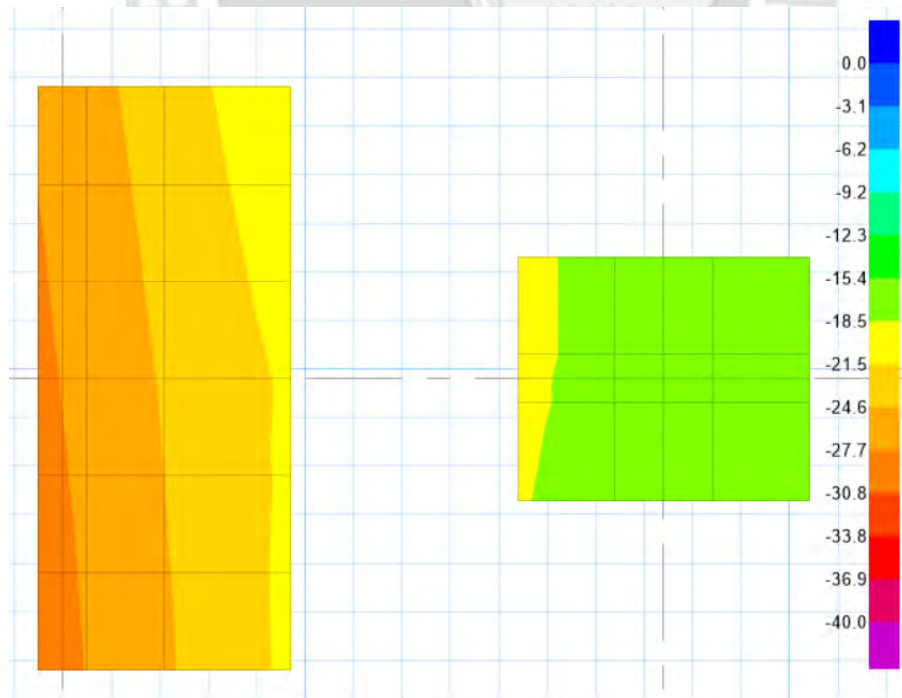


Figura 9.5 Esfuerzos del suelo a cargas de servicio en la zapata conectada

Ahora, se verificará agregando a las cargas de servicio con resultados de más 80% del sismo en ambas direcciones X e Y. Se obtiene de las siguientes figuras dando como resultado las presiones menores a la capacidad portante amplificada al 30%, es decir, que las presiones son menores a 52 tn/m²

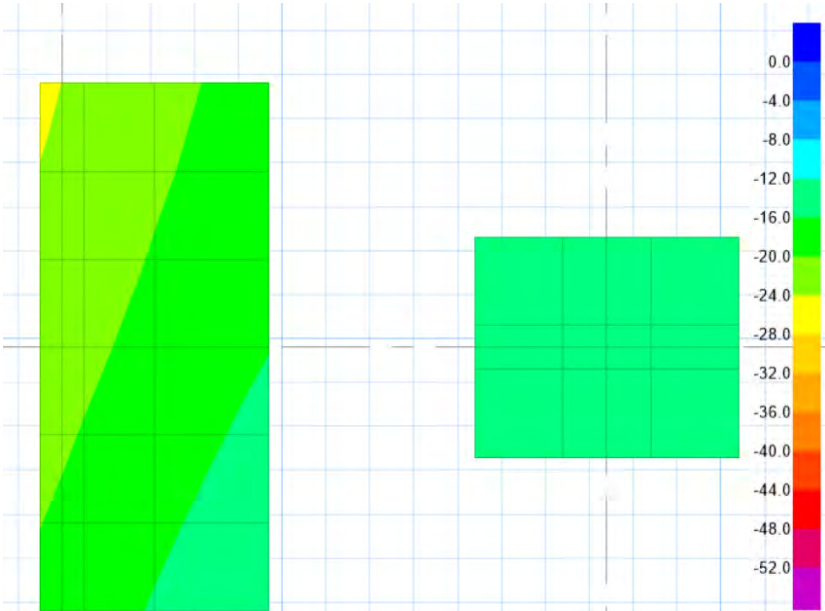


Figura 9.6 Esfuerzos del suelo a carga de servicio más 80% sismo X(positivo) en la zapata conectada

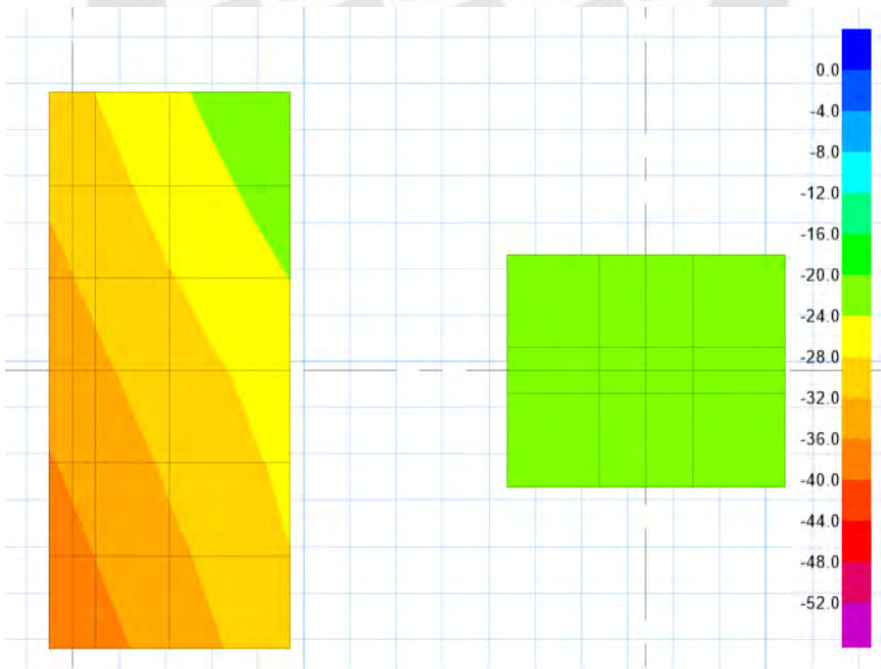


Figura 9.7 Esfuerzos del suelo a carga de servicio más 80% sismo X(negativo) en la zapata conectada

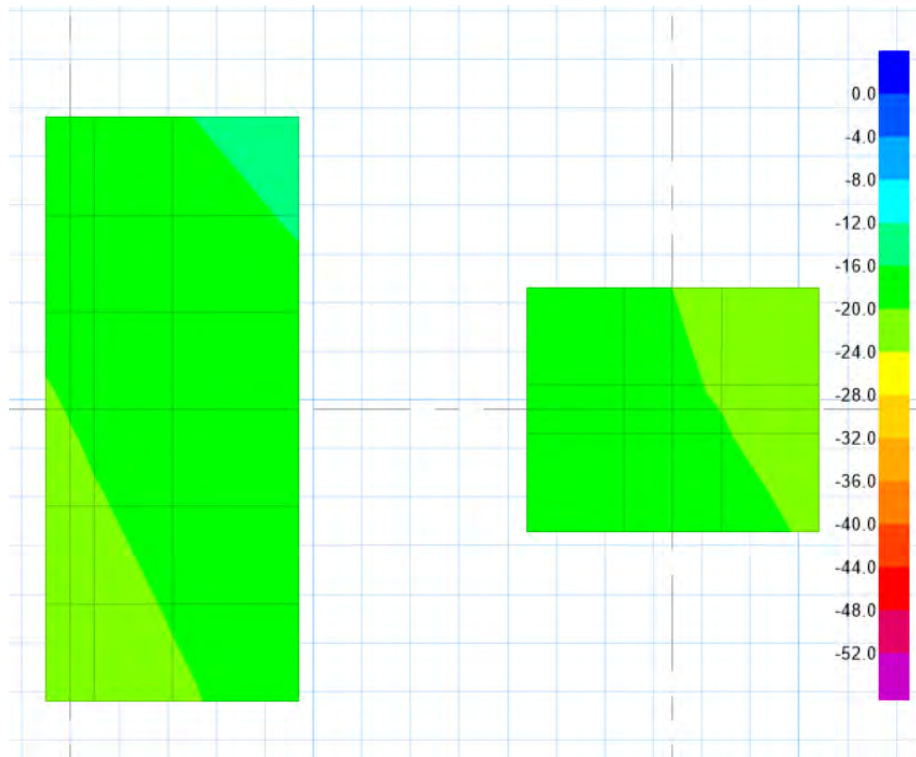


Figura 9.8 Esfuerzos del suelo a carga de servicio más 80% sismo Y(positivo) en la zapata conectada

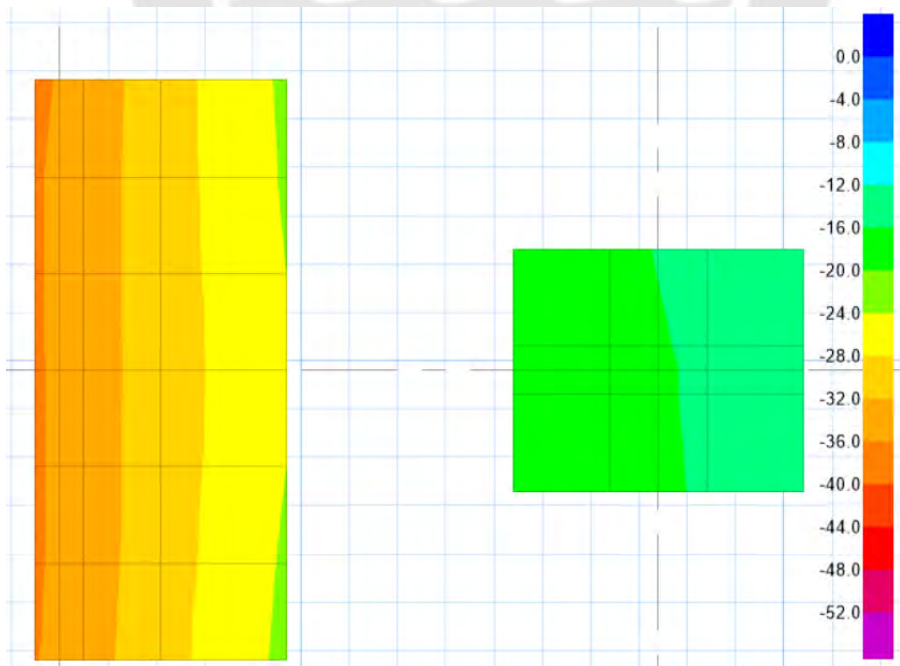


Figura 9.9 Esfuerzos del suelo a carga de servicio más 80% sismo Y(negativo) en la zapata conectada

Como se puede apreciar en las figuras las zapatas las dimensiones son las correctas, debido a que las presiones admisibles del suelo son menores que la capacidad portante. Aplicando un factor de 1.6 al esfuerzo de cargas de servicio y 1.25 a cargas del sismo, la presión última es para la zapata de la placa P1-4 es 49.28 tn/m² y para zapata de la columna C2 es 29.86 tn/m².

Diseño por cortante

Aplicando para placa PL-4 de h=70 cm

$$Vu = \sigma_u * L * (c - d)$$

$$Vu = 49.28 * 1.3 * (1.05 - 0.6)$$

$$Vu = 28.83 \text{ tn}$$

Aplicando para la columna C3 de h=60cm

$$Vu = \sigma_u * L * (c - d)$$

$$Vu = 32.21 * 1.5 * (0.5 - 0.5)$$

$$Vu = 0 \text{ tn}$$

Ahora, se halla el aporte del concreto

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1 * 0.6$$

$$\phi Vc = 39.17 \text{ tn}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1 * 0.5$$

$$\phi Vc = 32.64 \text{ tn}$$

Ambos valores son menores a al aporte de concreto; por lo tanto, cumple el diseño.

Diseño por punzonamiento

Para la placa PL-4 de d=0.60 cm

$$\text{Área Crítica} = Ao = (0.25 + 0.60)(2 + 0.6) = 2.21 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro Crítico} = bo = (2 + 0.6) \cdot 2 + (0.25 + 0.30) \cdot 2 = 6.3 \text{ m}$$

$$\Phi Vc1 = 0.85 * (1.06 * \sqrt{210} * 6.3 * 0.6) = 493.54 \text{ Ton}$$

$$\Phi Vc2 = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\frac{3.0}{1.3}}\right) * (0.53 * \sqrt{210} * 6.3 * 0.6) = 460.64 \text{ Ton}$$

$$\Phi Vc3 = 0.85 * \left(2 + \frac{30 * 0.6}{6.3}\right) * (0.27 * \sqrt{210} * 6.3 * 0.6) = 610.61 \text{ Ton}$$

$$\Phi Vc = \text{MIN}[\Phi Vc1; \Phi Vc2; \Phi Vc3] = 460.64 \text{ Ton}$$

$$Vu = 49.28(3 \cdot 1.3 - 2.21) = 83.28 \text{ Ton}$$

Se cumple el diseño por punzonamiento para la placa Pl. -4, porque $\Phi Vc > Vu$

Para la columna C3 $d=0.50 \text{ cm}$

$$\text{Área Crítica} = A_o = (0.25 + 0.5)(0.5 + 0.5) = 0.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro Crítico} = b_o = (0.25 + 0.5) \cdot 2 + (0.5 + 0.5) \cdot 2 = 3.5 \text{ m}$$

$$\Phi Vc1 = 0.85 * (1.06 * \sqrt{210} * 3.5 * 0.5) = 228.5 \text{ Ton}$$

$$\Phi Vc2 = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\frac{1.5}{1.25}}\right) * (0.53 * \sqrt{210} * 3.5 * 0.5) = 304.7 \text{ Ton}$$

$$\Phi Vc3 = 0.85 * \left(2 + \frac{40 * 0.5}{3.5}\right) * (0.27 * \sqrt{210} * 3.5 * 0.5) = 448.98 \text{ Ton}$$

$$\Phi Vc = \text{MIN}[\Phi Vc1; \Phi Vc2; \Phi Vc3] = 228.5 \text{ Ton}$$

$$Vu = 29.86(1.5 \cdot 1.25 - 0.75) = 33.59 \text{ Ton}$$

Diseño por flexión

Para la zapata de la placa P4 se realiza esta tabla 9.1 en las dos direcciones

Tabla 9.1: Resumen diseño por flexión en la zapata de la placa PI-4

Dirección X		Dirección Y	
$\sigma(\text{tn/m}^2)$	49.30	$\sigma(\text{tn/m}^2)$	49.30
Volado X (m)	1.05	Volado Y (m)	0.5
Mu (ton/m)	27.18	Mu (ton/m)	6.16
d (m)	0.6	d (m)	0.6
As (cm ²)	12.28	As (cm ²)	2.73
As (min)	12.6	As (min)	12.6
As colocado	3/4"@.225	As colocado	3/4"@.225

De la zapata de la placa C3 se realiza esta tabla 9.2 y las dos direcciones son iguales, porque los volados son iguales.

Tabla 9.2: Resumen diseño por flexión en la zapata de la placa C3

Dirección X e Y	
$\sigma(\text{tn/m}^2)$	29.86
Volado (m)	0.5
Mu (ton/m)	3.73
d (m)	0.5
As (cm ²)	1.98
As (min)	10.8
As colocado	5/8"@.175

Se presenta en la imagen el diseño final de la zapata conectada con los aceros colocados

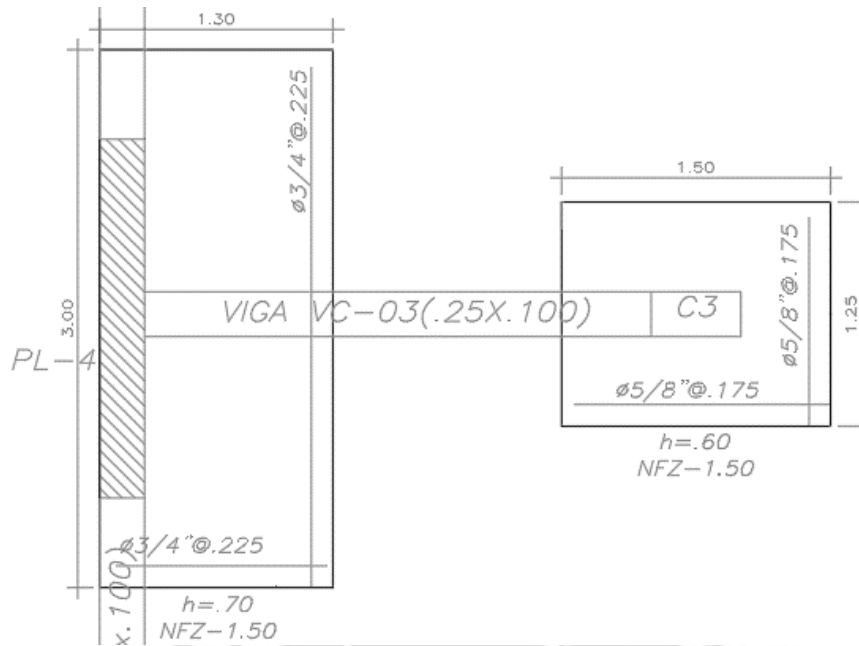


Figura 9.10 Refuerzo de las zapatas conectada de PI4 y C3

9.4 Ejemplo del diseño de la viga de cimentación

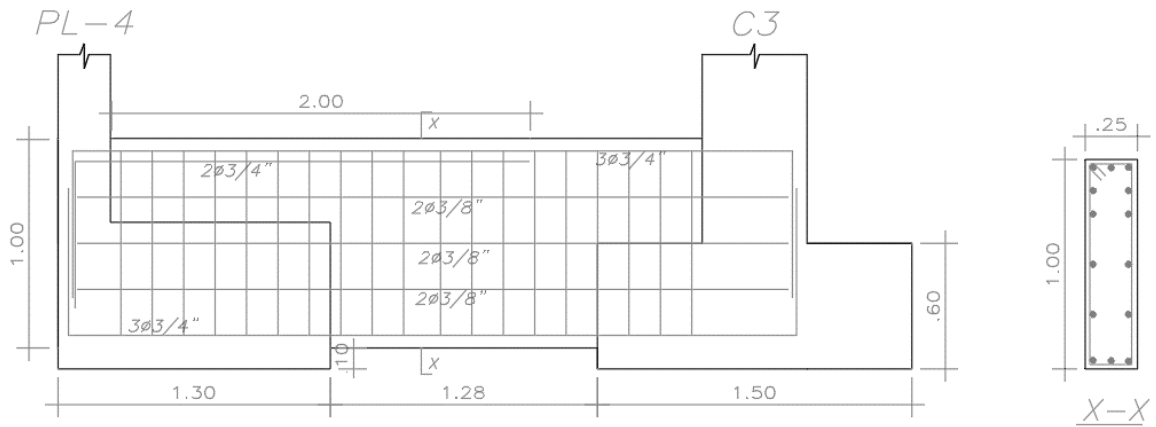
Se usará con un peralte de 100 cm, y del modelo realizado obtenemos la envolvente de momentos flectores últimos para poder proceder al diseño por flexión. Se analizará las vigas de conexión VC-03 con un a sección de 0.25x1.00 m.



Figura 9.11 DMF en tn.m de la viga de cimentación

Analizando el diagrama el momento último es 33.41 tn.m, con esto se hallará el acero necesario por diseño flexión en la viga de cimentación. Además, se presenta la distribución

de refuerzo en la figura. y también para los estribos se basó en capítulo 21 de Norma 0.60.



□ $\phi 3/8$ ": 1@.05, Rto. @. 15

Viga VC-03 (0.25x1.00)

Figura 9.12 Armado de la viga de cimentación VC-03



10. DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

10.1 Ejemplo de diseño de la escalera

Metrado de cargas

Para calcular el peso de la escalera se utilizó la siguiente fórmula, tomada del libro del Ing. Ángel San Bartolomé.

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

Donde:

γ = Peso específico (concreto armado)

cp = Contrapaso de 18 cm

p = paso de 25 cm

t = espesor de 15 cm

$$w_{pp} = 2.4 \left(\frac{0.18}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25} \right)^2} \right) = 0.66 \text{ tn/m}$$

C.Muerta

$$W_{pp} = 0.66 \text{ tn/m}$$

$$W_{pt} = 0.1 * 1 = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

C.Viva

$$S/C = 0.2 * 1 = 0.2 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

C.Última:

$$CU = 1.4 * (0.66 + 0.1) + 1.7 * 0.2 = 1.40 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Para el tramo del descanso

C.Muerta:

$$W_{pp} = 1 * 0.2 * 2.4 = 0.48 \text{ tn/m}$$

$$W_{pt} = 0.1 * 1 = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

C.Viva:

$$S/C = 0.2 * 1 = 0.2 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

C.Última:

$$CU = 1.4 * (0.48 + 0.1) + 1.7 * 0.2 = 1.15 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Se usará dos modelos, ya con las cargas asignadas: uno como apoyado en los extremos y otro como un extremo con apoyo móvil para obtener momentos positivos mayores.

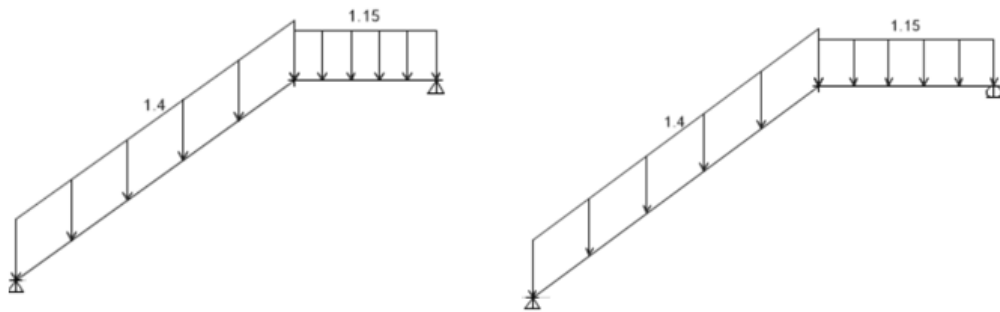


Figura 10.1 Modelos de la escalera del tramo 3 en tn/m

Diseño por flexión

Se obtuvo los momentos para calcular la cuantía de acero y se realiza el diseño como una losa maciza por 1m de ancho.

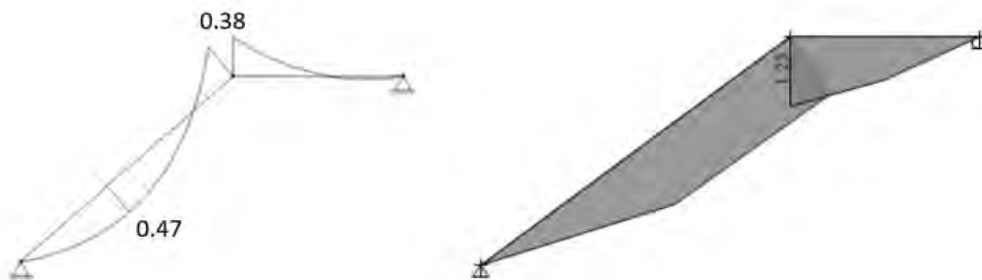


Figura 10.2 DMF de la escalera del tramo 3 en tn.m

Tabla 10.1 Resultado del diseño de aceros para la escalera.

Tramo		Mu(tn.m)	As mín.(cm2)	a(cm)	As(cm2)	Varillas de acero	As Inst. (cm2)
Inclinado	(+)	1.23	3.72	0.50	2.21	3/8"@20cm	3.55
	(-)	0.38	3.72	0.15	0.65	3/8"@20cm	3.55
Descanso	(-)	0.38	4.08	0.14	0.59	3/8"@20cm	3.55
	(+)	1.23	4.08	0.46	1.94	3/8"@20cm	3.55

Finalmente, se determinó que el área de acero es el área mínima, porque se observa que el área de acero calculado por el diseño por resistencia es menor que el mínimo y se optó de varillas de indicas en la tabla.

Diseño por cortante

De igual manera que se obtuvo el diagrama de fuerza cortante con la ayuda del programa Etabs.

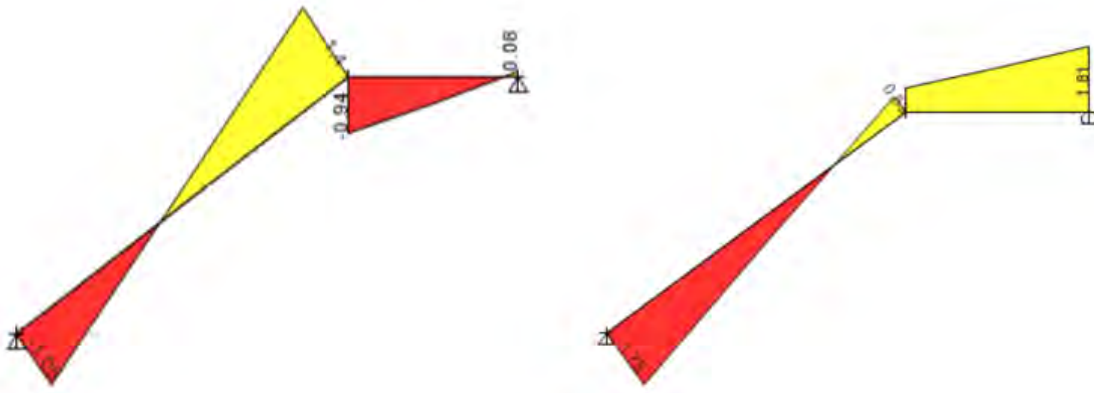


Figura 10.3 DFC de la escalera del tramo 3 en tn

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \cdot 100.12$$

$$V_c = 9.21 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 7.83 \text{ tn}$$

Los cortante últimos máximos se obtienen de las figuras las cuales son las siguientes:

$$V_{ux} = 1.81 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Se obtuvo que $\emptyset V_c$ es mayor al V_u ; por lo tanto, los tramos de la escalera tanto el inclinado y de descanso no requiere estribos.

10.2 Ejemplo de diseño de la cisterna

Los muros están diseñados para soportar cargas perpendiculares provenientes del suelo y el agua en su interior. La condición más crítica es cuando solo se ejerce el empuje del suelo y la sobrecarga, es decir, cuando la cisterna se encuentra totalmente vacía sin agua y este será que predominará el diseño.

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

$$E_a = K_a \cdot \gamma \cdot H \quad E_{s/c} = K_a \cdot \omega s/c$$

K_a = Coeficiente de empuje activo del suelo

ϕ = Ángulo de fricción del suelo (30°)

γ = Peso específico del suelo

H = Altura de la cisterna

$\omega s/c$ = Sobrecarga en el terreno

E_a = Empuje del activo del suelo (distribución triangular)

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

Datos:

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1.8 \text{ tn/m}^3$$

$$H = 2 \text{ m}$$

$$\omega s/c = 0.25 \text{ tn/m}^2$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0.33$$

Se hallará los empujes de suelo y por la sobrecarga última con un factor de amplificador de 1.7. Todos los cálculos se harán por metro de ancho.

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

$$E_a = 1.7 * 0.33 * 1.8 * 2 * 1$$

$$E_a = 2.02 \text{ tn/m (distribución triangular)}$$

$$Es/c = 1.7 Ka. \omega s/c$$

$$Es/c = 1.7 * 0.33 * 0.25 * 1$$

$$Es/c = 0.14 \text{ tn/m (distribución rectangular)}$$

Para el diseño de cisterna el muro será modelados como simplemente apoyados; se usó el programa para los diagramas.

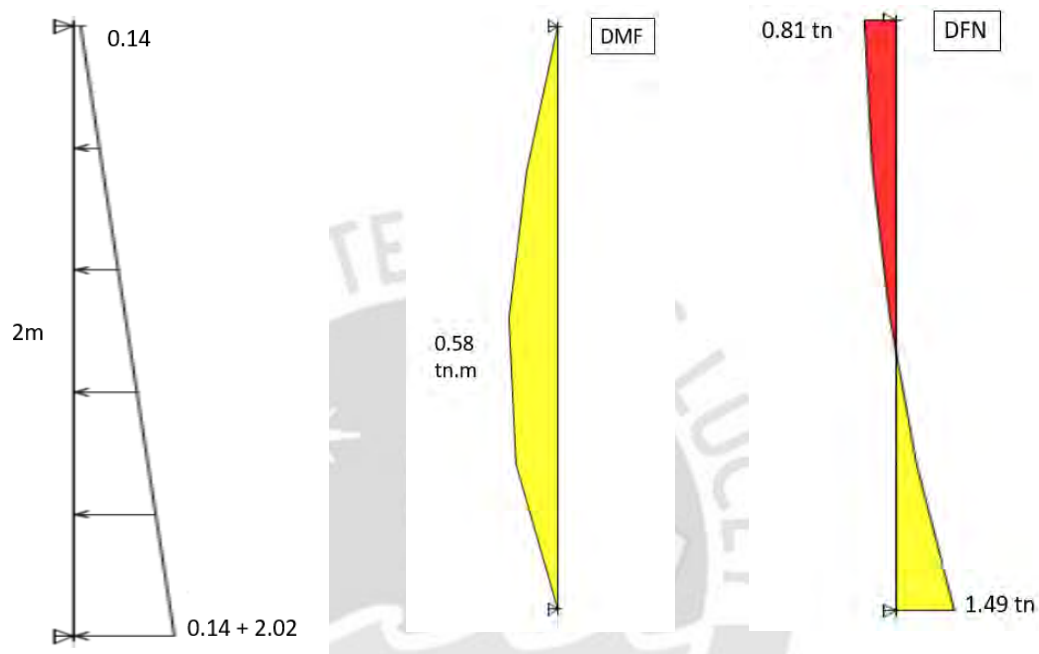


Figura 10.4 Modelo estructural, DMF y DFN del muro de cisterna

Se diseña por flexión teniendo el momento último $M_u = 0.58 \text{ tn.m}$ y $d = 17 \text{ cm}$ que resulta $A_s = 0.91 \text{ cm}^2$.

El acero mínimo en muros en contacto con agua según el ACI 350 es:

$$A_{s\text{mín}} = 0.0030 * 100 * 17 = 5.1 \text{ cm}^2$$

Se observa que acero requerido es menor que el acero mínimo; por eso, se usará 2 mallas de $3/8 @ 25 \text{ cm}$.

Ahora, se verificará que $\phi V_c > V_u$, por el diseño por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} . b . d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} . 100 . 17$$

$$\phi V_c = 11.10 \text{ tn}$$

Diseño de losa maciza de cisterna

Para la losa se usará una losa maciza de 20 cm

Carga muerta

$$\text{Peso Propio} = 2.4 * 1 * 0.20 = 0.48 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 1 * 0.1 = 0.10 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$\text{Sobrecarga} = 1 * 0.25 = 0.25 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Carga última

$$\text{CU} = 1.4 * (0.48 + 0.10) + 1.7 * 0.25 = 1.24 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

De las cargas obtenidas, se obtiene un $M_u = 3.42 \text{ tn.m}$. Por ello, el acero necesario es 5.53 cm^2 .

Se usará dos mallas de $\emptyset 3/8'' @ 25\text{cm}$ para cada dirección.

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Para usar el Software Etabs, es necesario tener los conceptos claros de concreto armado y haber revisado las normas, porque del programa solo se obtiene resultados y con esos valores se debe interpretar para así conseguir un diseño eficiente.
- Para las vigas, debido que las longitudes libres eran cortas y para el predimensionamiento se usó 0.25x 0.50m para un edificio multifamiliar, porque el peralte de 0.50 m es la dimensiones mínima y más común en ese tipo de edificaciones.
- Se determinó que el sistema estructural sea de muros, ya que se confirmó que los muros aceptan el 98% del cortante de base en relación al total. Por lo tanto, el factor de reducción R es 6. Además, se encontró que el edificio no tiene las irregularidades en planta y altura.
- Se observa que los periodos fundamentales que se obtuvo del modelo de Etabs por cada dirección son $T_x = 0.36s$ y $T_y = 0.28s$ y esto debido que en la dirección Y es más rígida por la mayor cantidad de placas que hay, en comparación que en eje X. Además, se verificó que en ambas direcciones las derivas sean no mayores a la establecida por la Norma E.030 cuyo valor es 0.007 para concreto armado.
- En los múltiples elementos estructurales, se varió la cuantía de acero en los diferentes pisos, siempre que cumpla con las normas y con las solicitaciones actuantes. Por lo tanto, se reduce el presupuesto del proyecto. Por ejemplo, la placa PL-2 presenta dos diseños: del 1er al 3er piso y del 4to al 5to piso.
- Los requisitos de E.060 Capítulo 21 indican que para un correcto diseño sísmico de elementos estructurales verticales y horizontales, sea diseñado por capacidad para evitar la falla frágil por cortante.
- Las vigas de cimentación se utilizaron en las zapatas de las placas y columnas perimetrales, lo cual permitió controlar los momentos excéntricos de los elementos verticales y redujo significativamente los esfuerzos. El programa Safe usó un modelo para verificar estas tensiones y luego buscar manualmente los aceros.
- En un proyecto, la importancia del diseño estructural es fundamental para brindar la seguridad y el bienestar a las personas frente a cualquier movimiento sísmico, por lo cual el profesional debe respetar y cumplir las Normas Técnicas de Edificación.

- Es deseable realizar planos estructurales de forma comprensible y, además, se debe evitar la incompatibilidad con otras especialidades. Por lo tanto, el constructor ejecutará los planos de manera eficiente y, si se omite un detalle importante, se producirá un error de diseño y constructivo.
- En el caso de la cisterna, se realizó el diseño en el caso más crítico y es cuando está completamente vacío, es decir, solo están vigentes el empuje activo, es decir, que ejerce el suelo y la sobrecarga del estacionamiento. Además, se utilizó la cuantía mínima de 0,3% especificada en el ACI350 debido a su contacto con el agua y su estanqueidad.

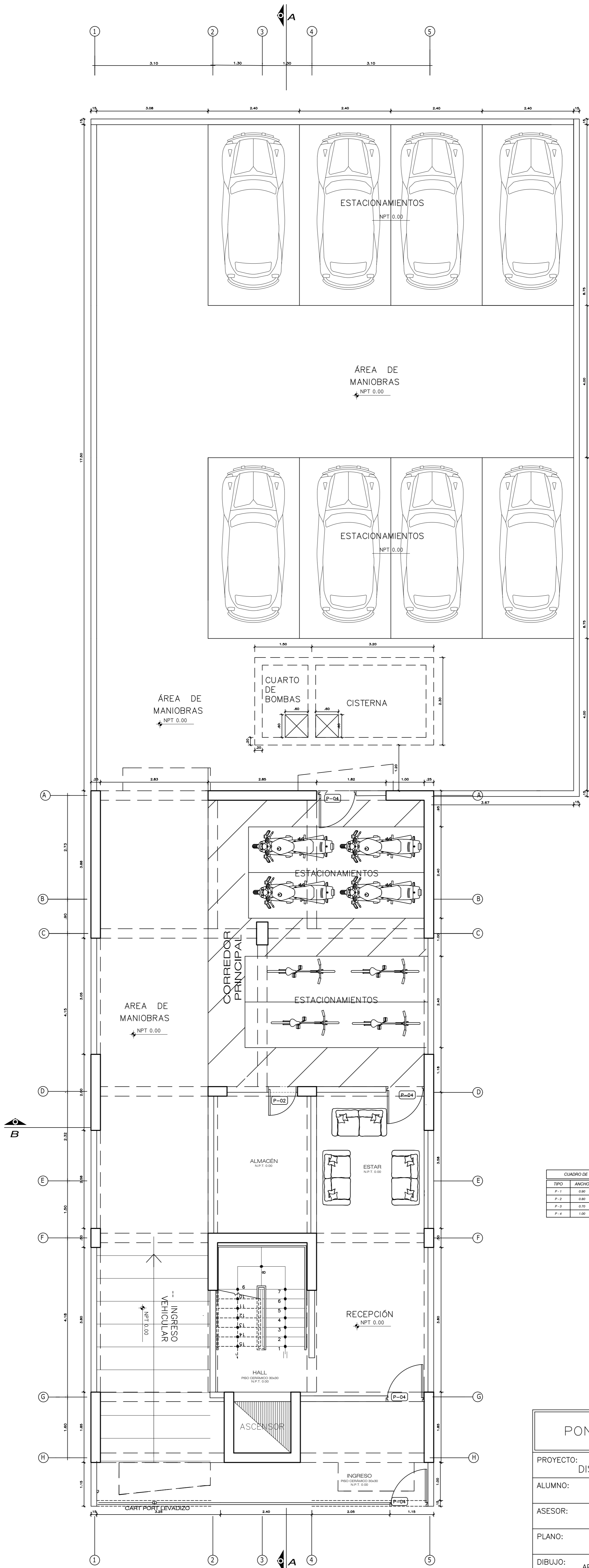


BIBLIOGRAFÍA

- Blanco Blasco, A. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *NTE E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *NTE E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *NTE E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *NTE E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del curso Concreto Armado I* (Décimo quinta ed.). Lima Publicaciones Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Higashi, L (2020). *Diapositivas de clase del curso de Concreto Armado 2*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- American Concrete Institute (2014). *Requerimientos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318RS-14)*. Farmington Hills, MI: ACI.

ANEXOS





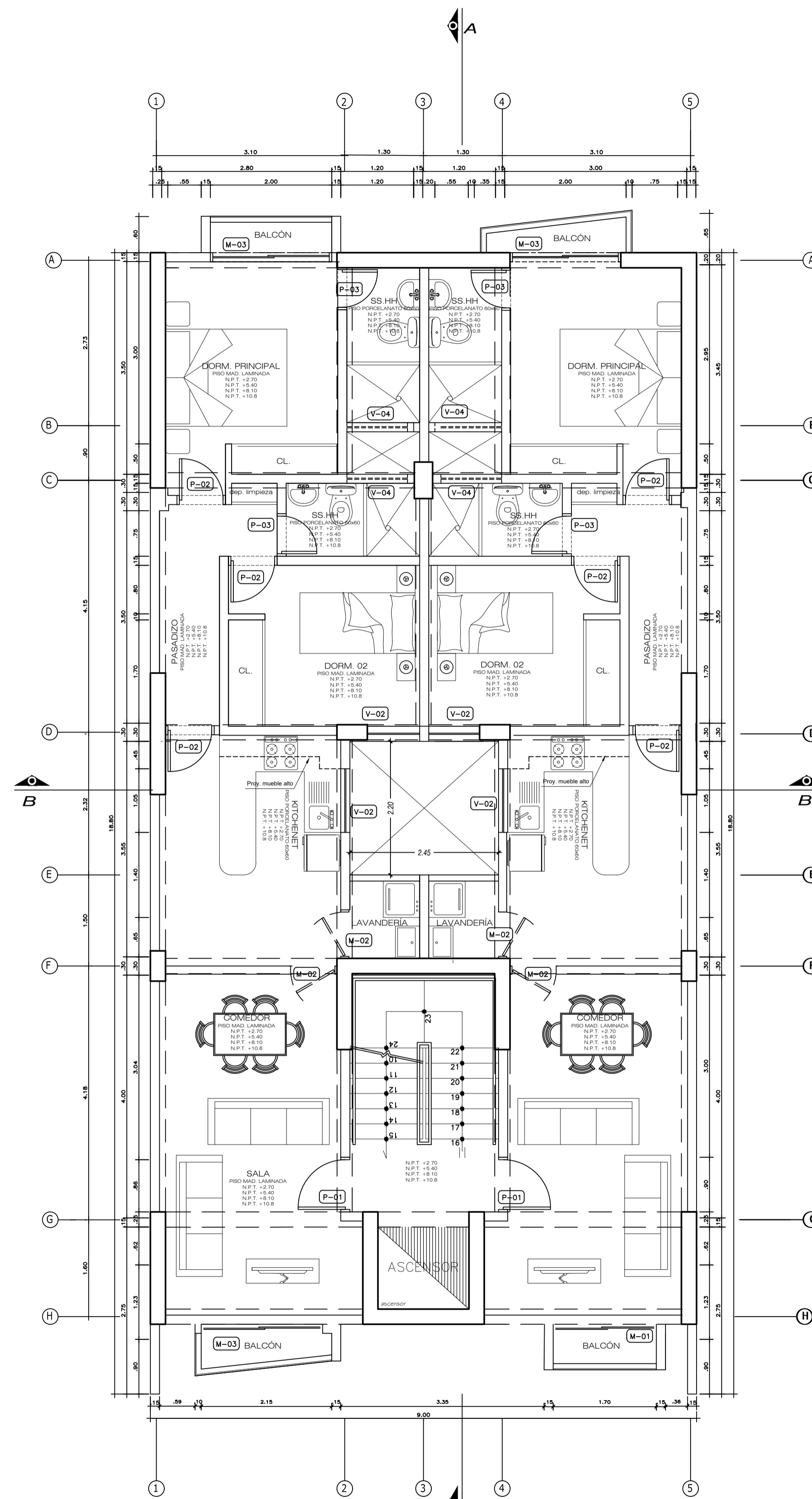
PRIMERA PLANTA

CUADRO DE VAMOS PUERTAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	CANTIDAD
P-1	0.90	2.10	8
P-2	0.80	2.10	20
P-3	0.70	2.10	19
P-4	1.00	2.40	1

CUADRO DE VAMOS MAMPARAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	CANTIDAD
M-1	1.70	2.10	2
M-2	0.80	2.10	9
M-3	2.00	2.10	12

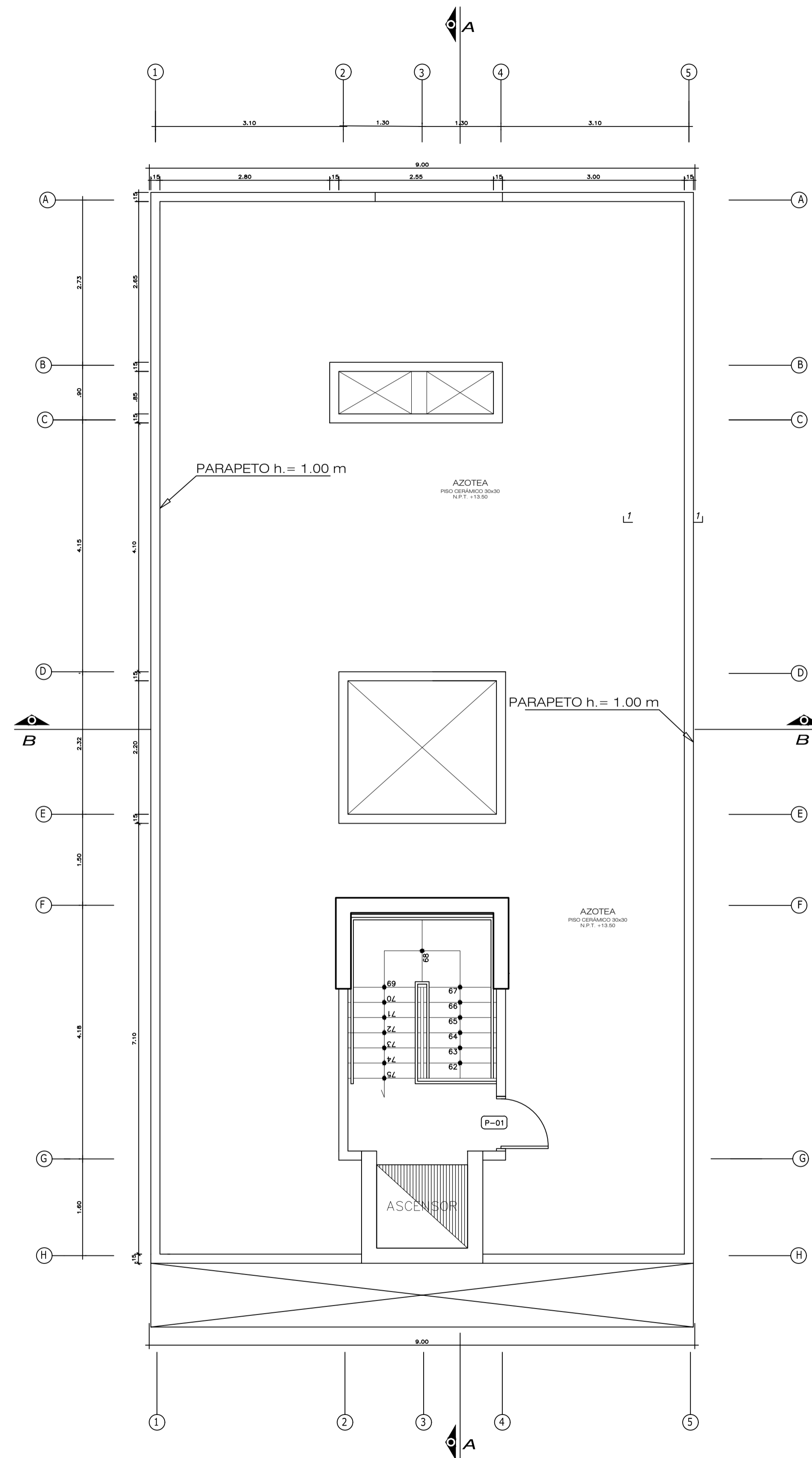
CUADRO DE VAMOS VENTANAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEDAR	CANTIDAD
V-1	2.00	1.20	2.00	2
V-2	1.00	1.20	0.90	20
V-3	0.80	0.30	1.80	1
V-4	1.00	0.30	1.80	18

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	LÁMINA N°:
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	A-01
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
PLANO:	ARQUITECTURA: PLANTA PRIMER PISO	
DIBUJO:	APP	ESCALA: 1/50
		FECHA: Lima-2021

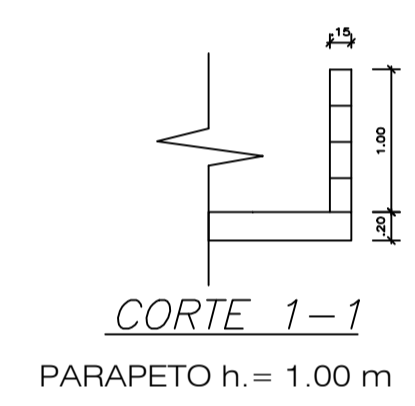


PLANTA TÍPICA 2, 3, 4 y 5

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	LÁMINA N°:
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	A-02
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
PLANO:	ARQUITECTURA: PLANTA TÍPICA	
DIBUJO:	APP	FECHA: Lima-2021
	ESCALA: 1/50	

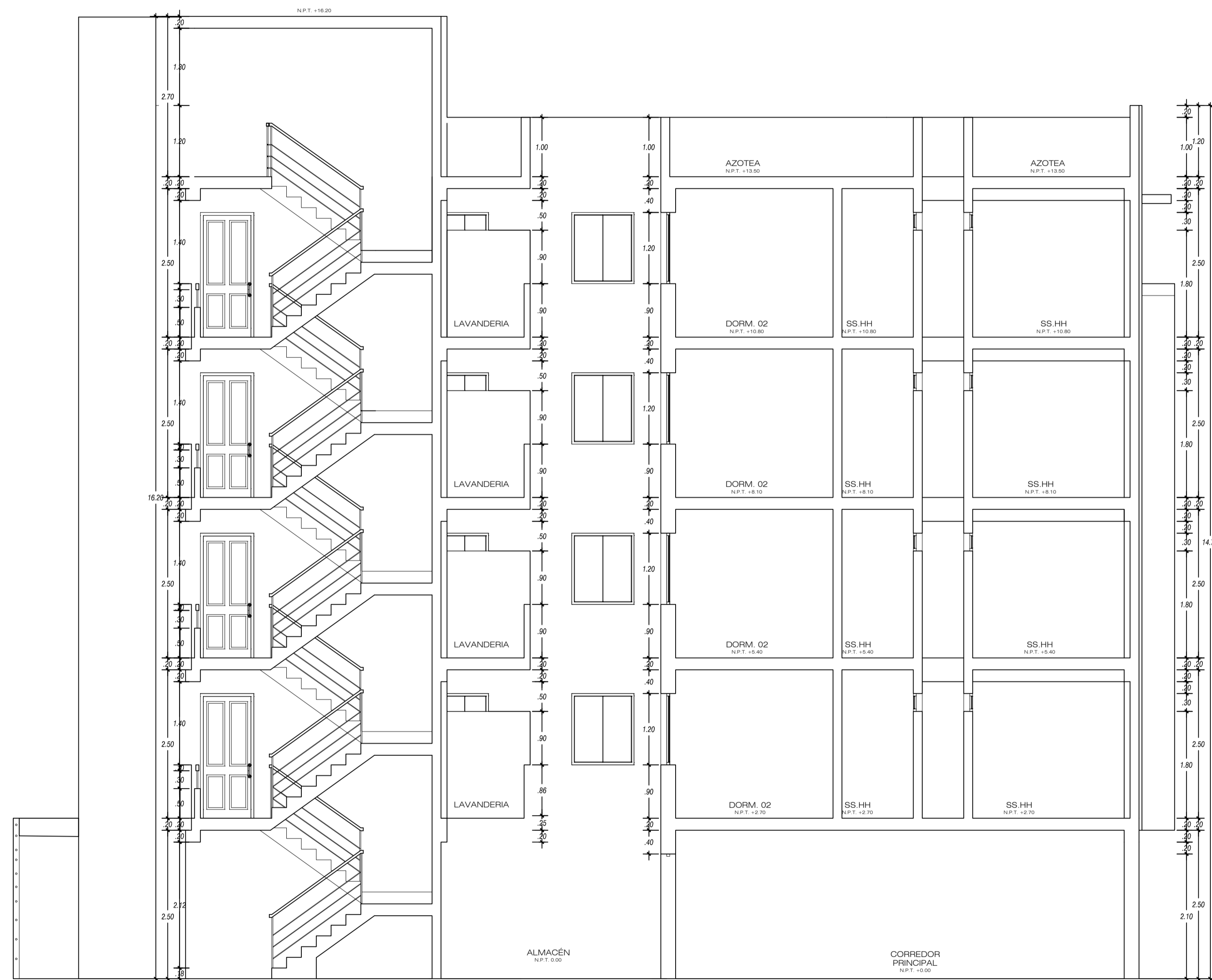


PLANTA AZOTEA

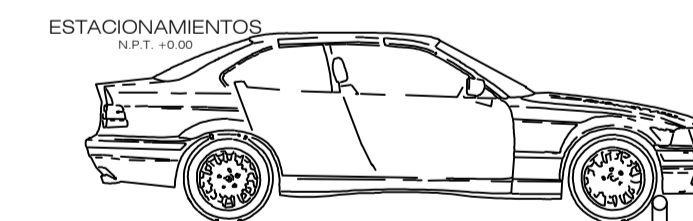
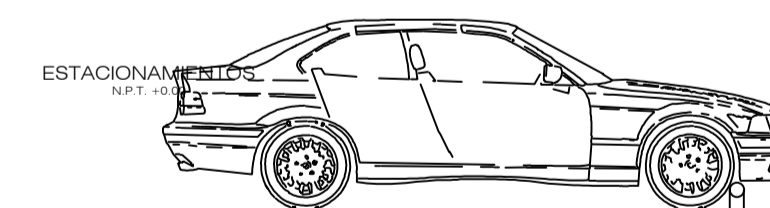


CORTE 1-1
PARAPETO h. = 1.00 m

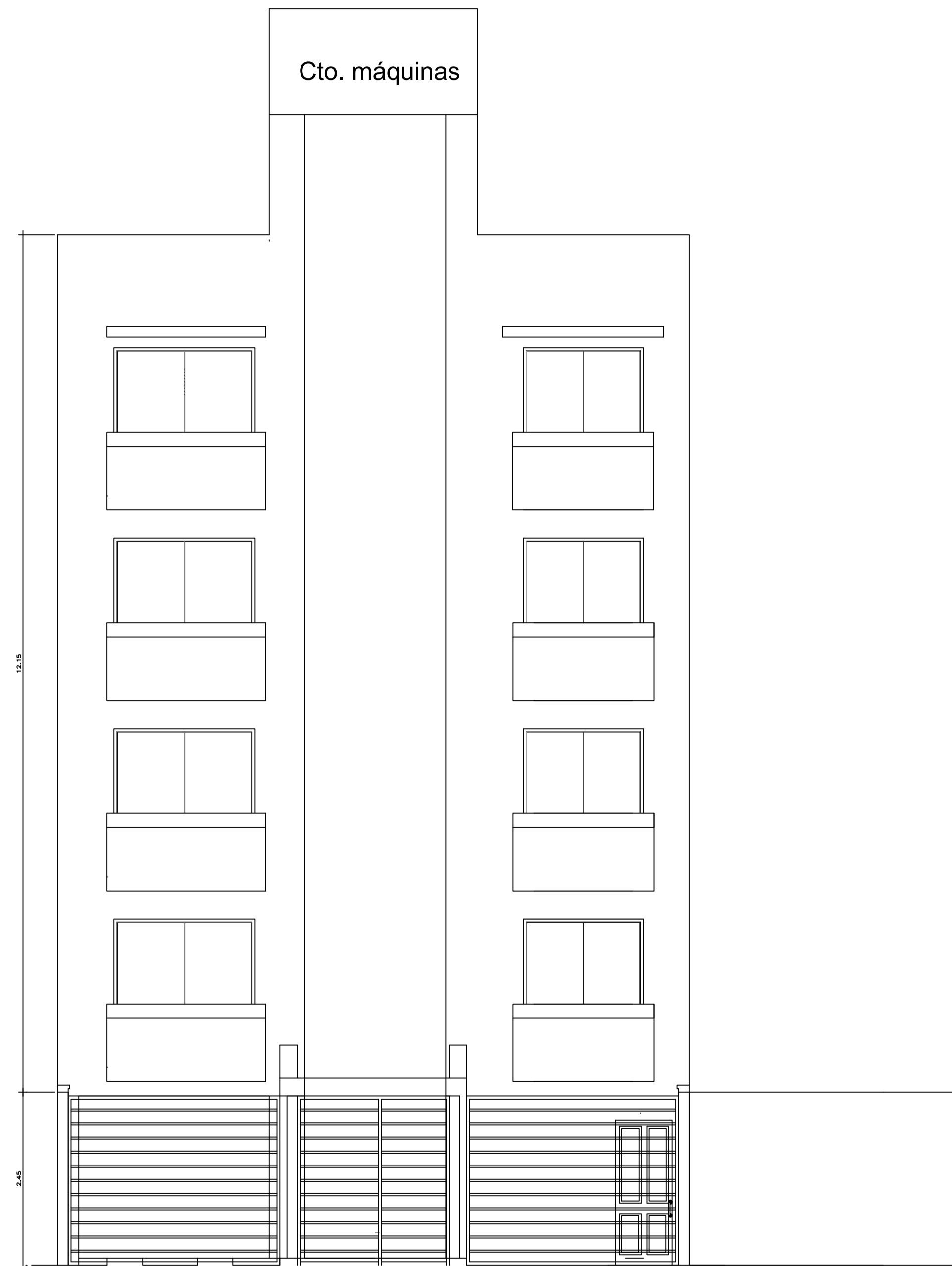
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	LÁMINA N°:
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	A-03
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
PLANO:	ARQUITECTURA: PLANTA DE AZOTEA	
DIBUJO:	APP	
		FECHA: Lima-2021



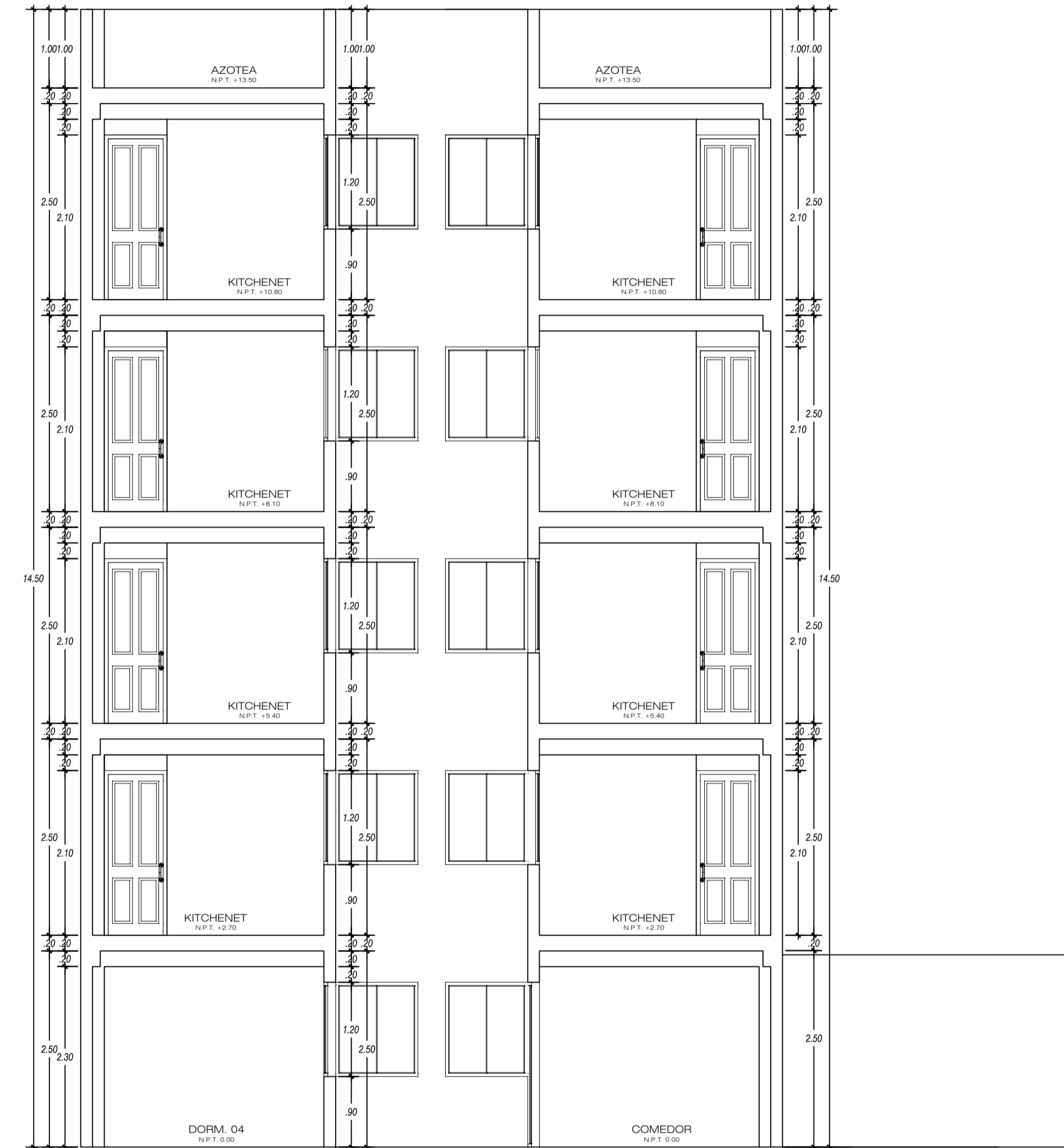
CORTE A-A



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	LÁMINA N°:
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	A-04
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIUN WONG	
PLANO:	ARQUITECTURA: CORTE A-A	
DIBUJO:	APP	FECHA: Lima-2021
	ESCALA: 1/50	



ELEVACIÓN PRINCIPAL



CORTE B-B

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS

LÁMINA N°:

ALUMNO: ALEXANDER PUQUIO PALACIOS

A-05

ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG

PLANO: ARQUITECTURA :CORTE B-B Y ELEVACIÓN PRINCIPAL

DIBUJO: APP

ESCALA: 1/50

FECHA: Lima-2021

ESPECIFICACIONES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (todo el edificio)

FIERRO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

SUELO $w_t = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS 8 cm.

PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.

VIGAS CHATAS 2 cm.

LOSAS 2 cm.

ESPECIFICACIONES

SEGUN EL ESTUDIO DE SUELOS

- TIPO DE CIMENTACIÓN ZAPATAS COMBINAS Y CONECTADAS

- ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACIÓN GRAVA ARENOSA MEDIANTE DENSA

- PRESIÓN ADMISIBLE 4.0 kg/cm²

- PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN 1.50 m

- TIPO DE SUELO SUELO TIPO S1

PARAMETROS SIMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SIMO-RESISTENTE:

XX: MUROS DE CONCRETO ARMADO

YY: MUROS DE CONCRETO ARMADO

b) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:

-FACTOR DE ZONA (ZONA 4): $Z=0.45$

-FACTOR DE SUELO (TIPO S1): $S=1.0$ $T_p=0.4s$ $T_L=2.5s$

-FACTOR DE CATEGORÍA (TIPO C): $U=1.0$

-FACTOR DE REDUCCIÓN: $R_x=6$, $R_y=6$, $R_z=1$

$R_x=6$ (Muros); $R_y=6$ (Muros)

c) MAXIMO DESPLAZAMIENTOS SISMICOS

DIR XX (Periodo en $X=0.457$ segundos)

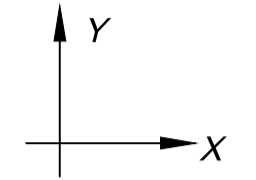
$\Delta_{max} = 4.20 \text{ cm.}$

$\dot{\Delta}_{max} = 0.0037 \text{ cm/s.}$

DIR YY (Periodo en $Y=0.552$ segundos)

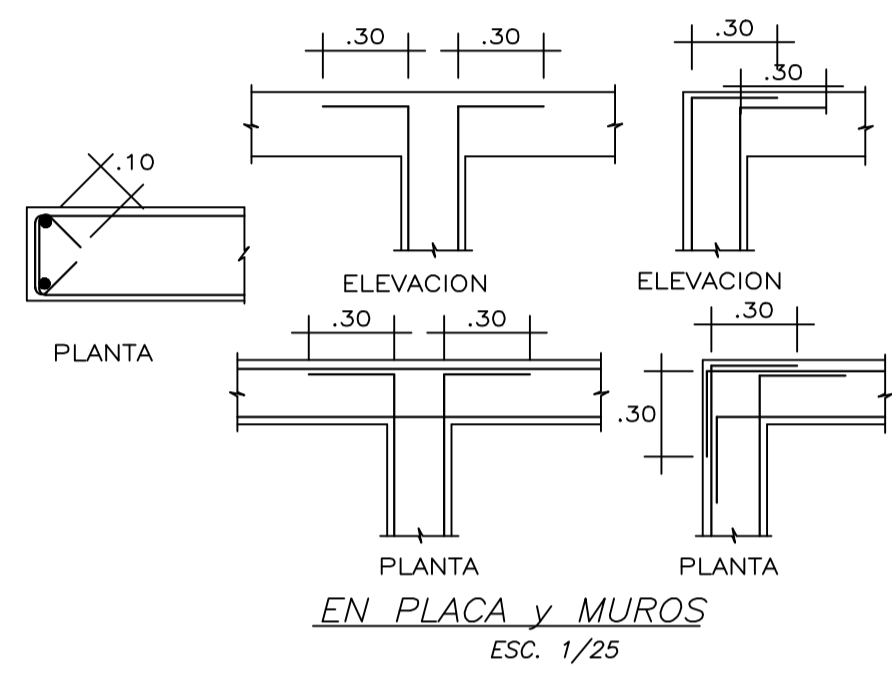
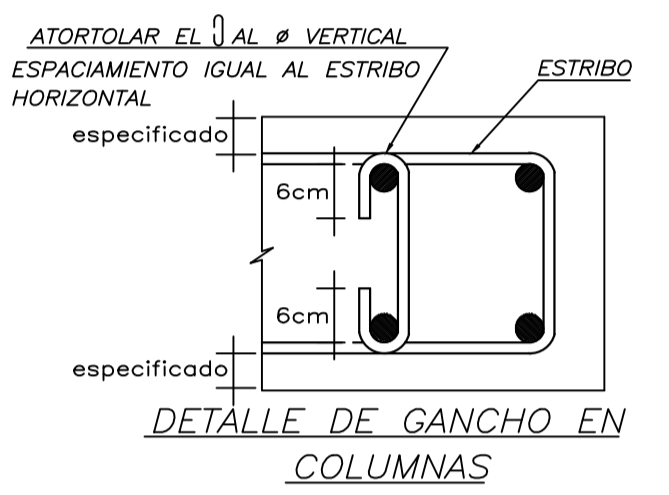
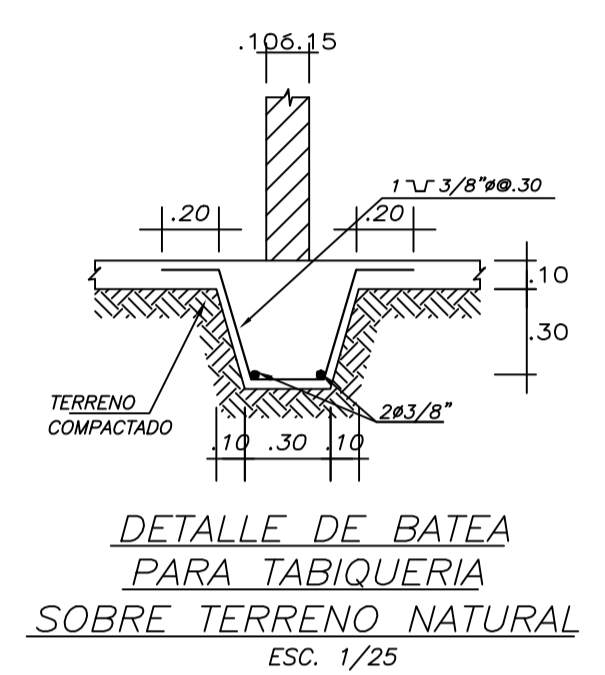
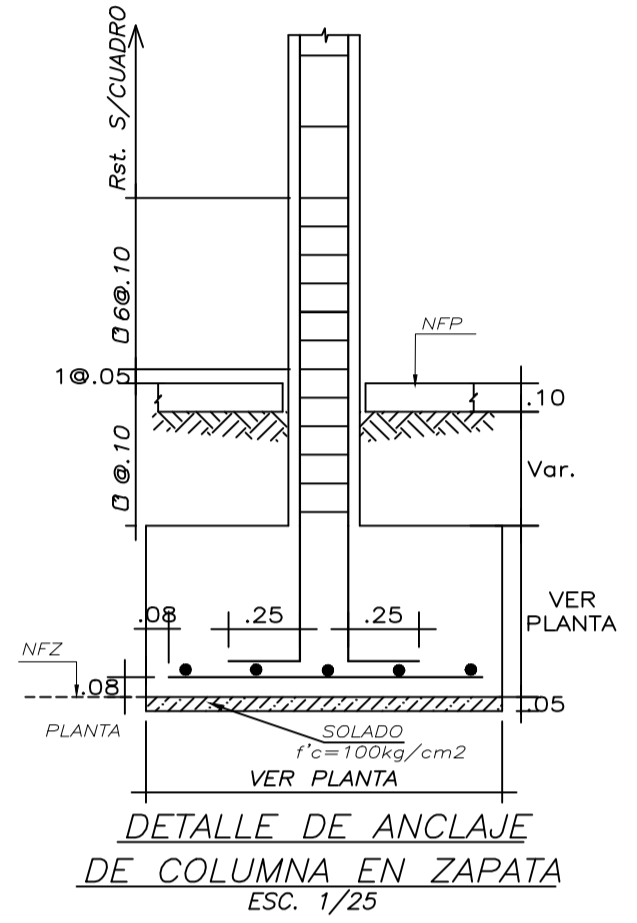
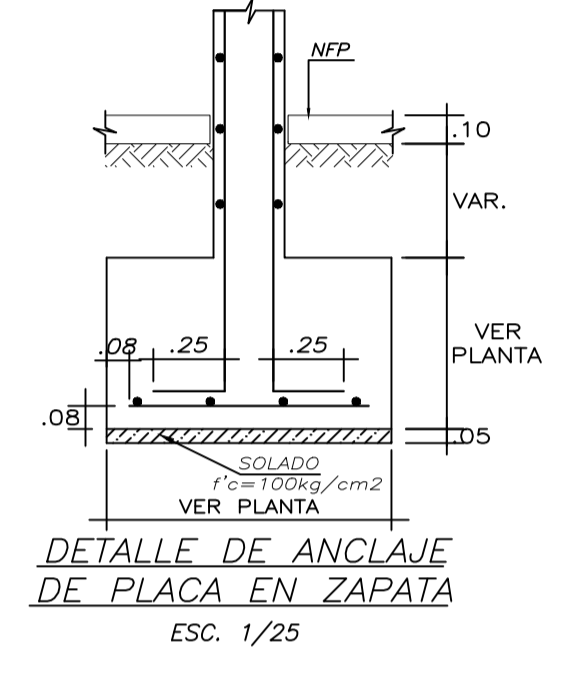
$\Delta_{max} = 2.43 \text{ cm.}$

$\dot{\Delta}_{max} = 0.0021 \text{ cm/s.}$

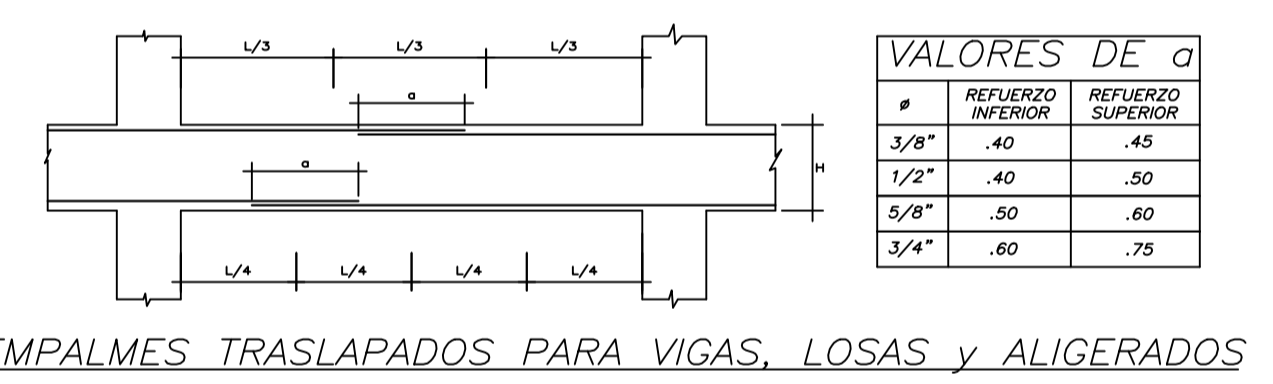
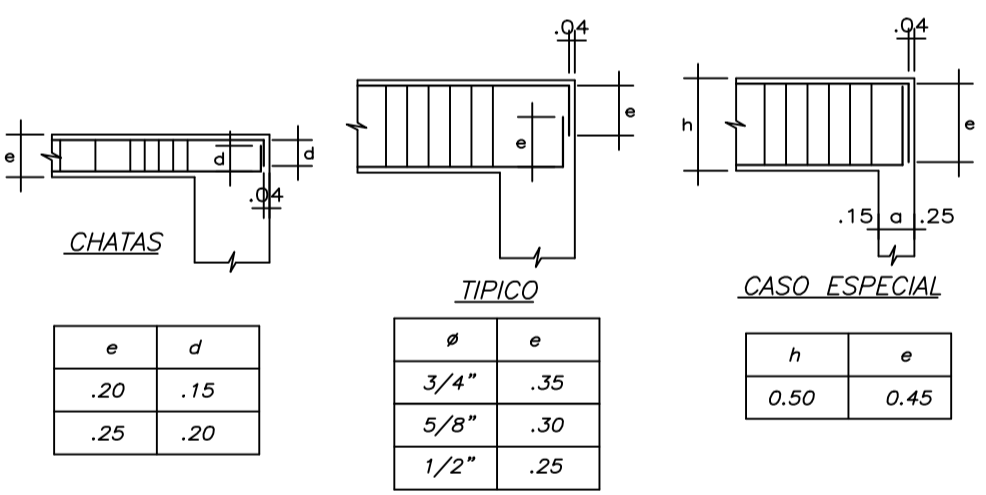
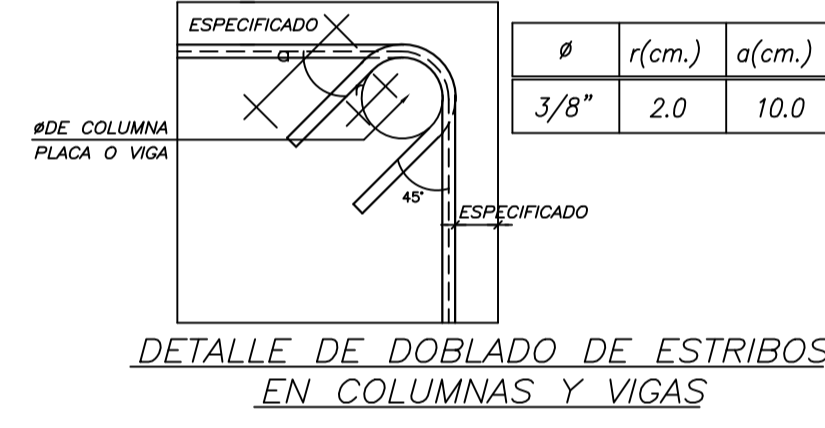
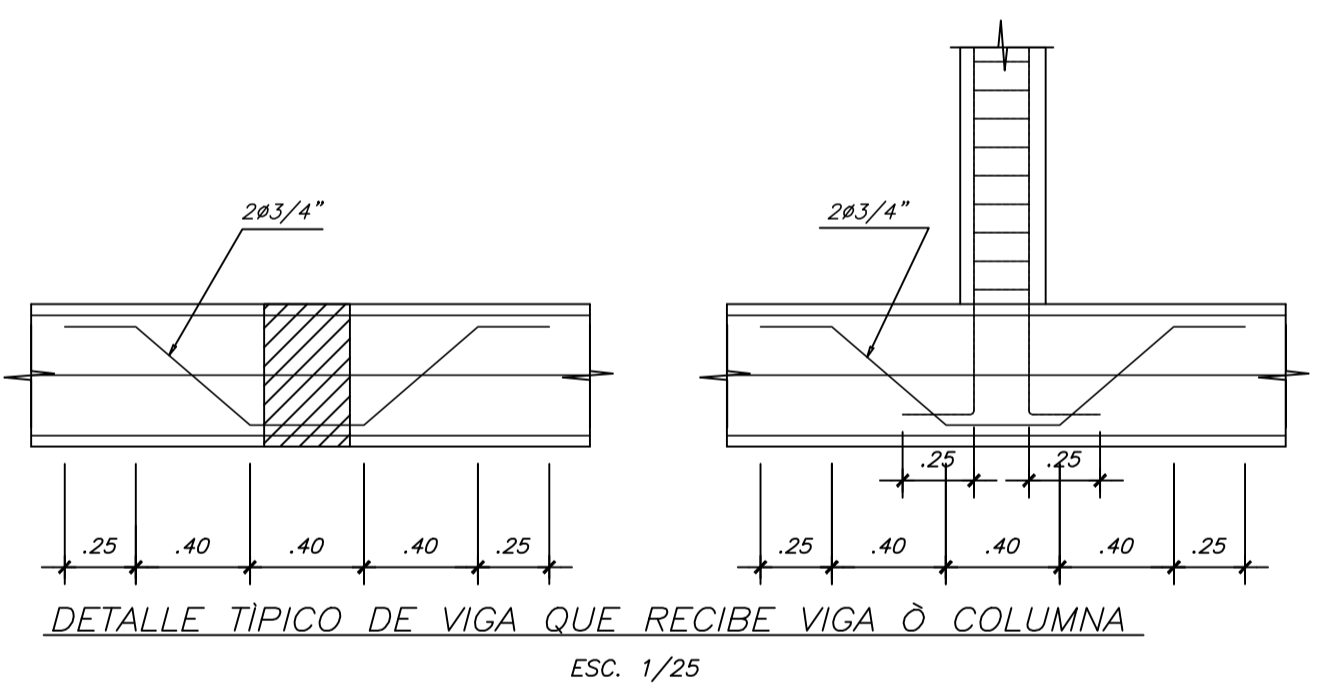
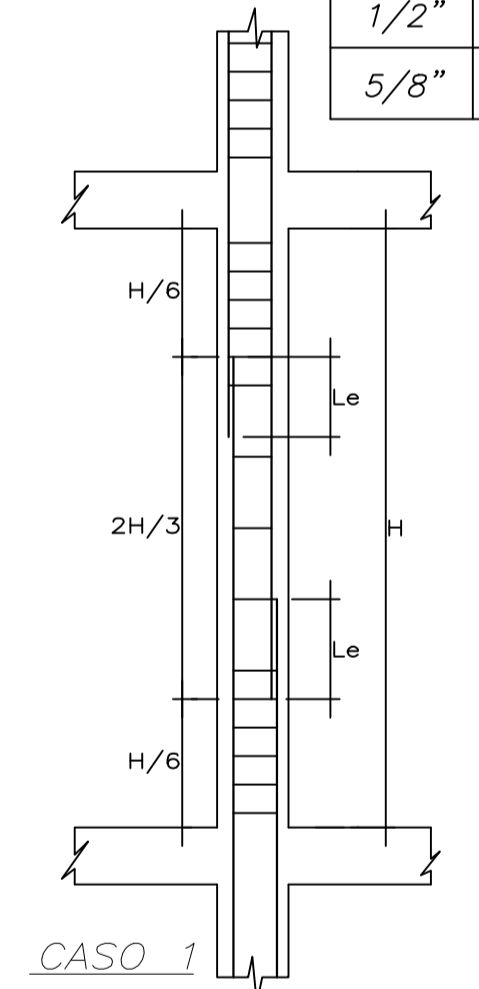


LISTA DE PLANOS

N° LAMINA	DESCRIPCIÓN
E-01	DETALLES GENERALES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
E-02	PLANO DE CIMENTACIÓN
E-03	PLANOS DE LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-04	PLANO DE ENCOFRADO TECHO TÍPICO
E-05	PLANO DE ENCOFRADO TECHO 5
E-06	PLANO DE ENCOFRADO TECHO 5
E-07	PLANO DE COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS
E-08	PLANO DE VIGAS 1
E-09	PLANO DE VIGAS 2
E-10	PLANO DE VIGAS 3
E-11	PLANO DE VIGAS 4
E-12	PLANO DE ESCALERAS

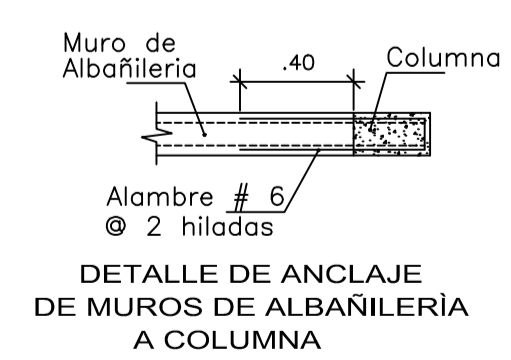
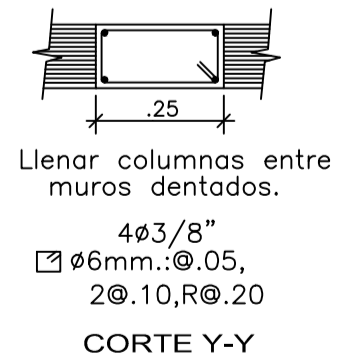
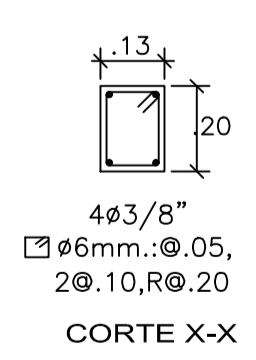
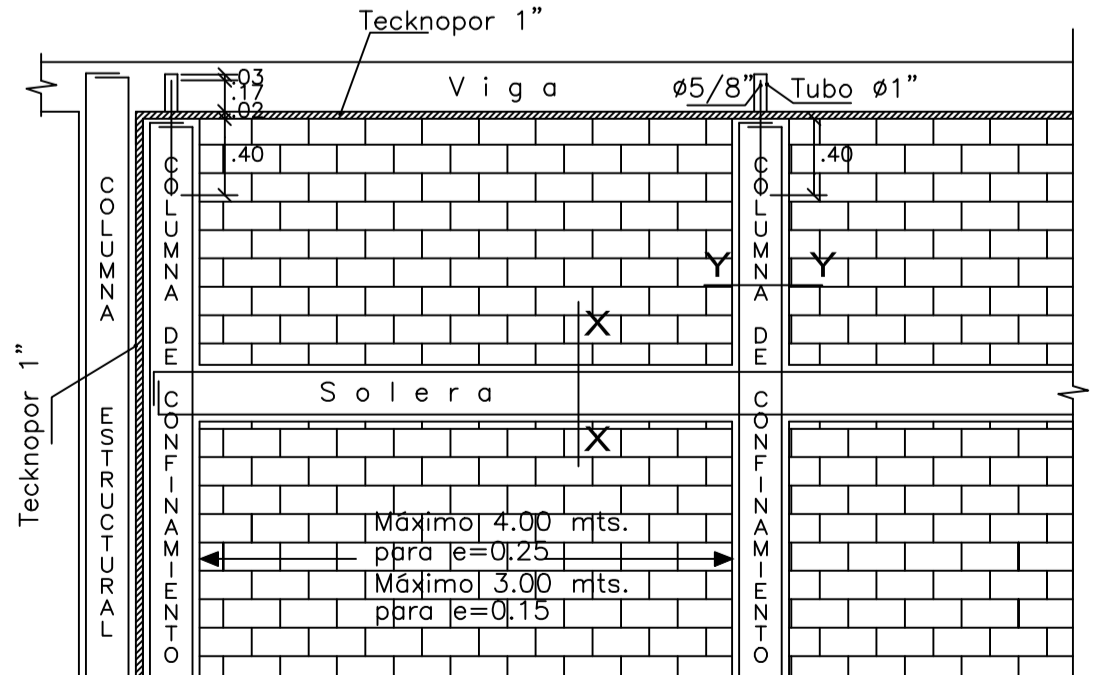


ϕ	$L_e(m)$
3/8"	.40
1/2"	.45
5/8"	.60



VALORES DE a

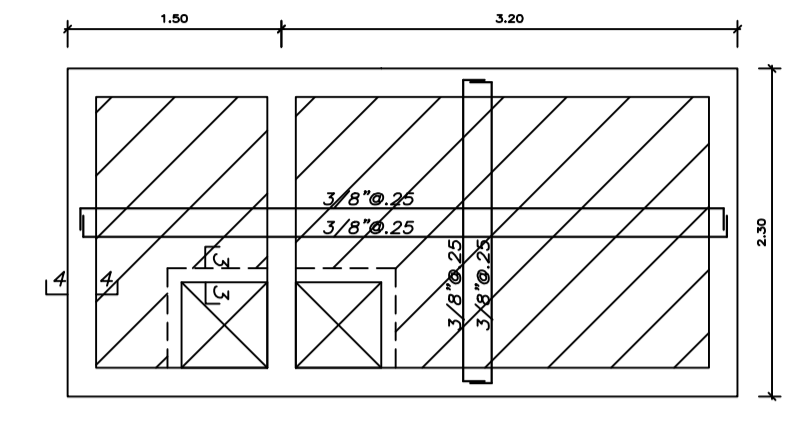
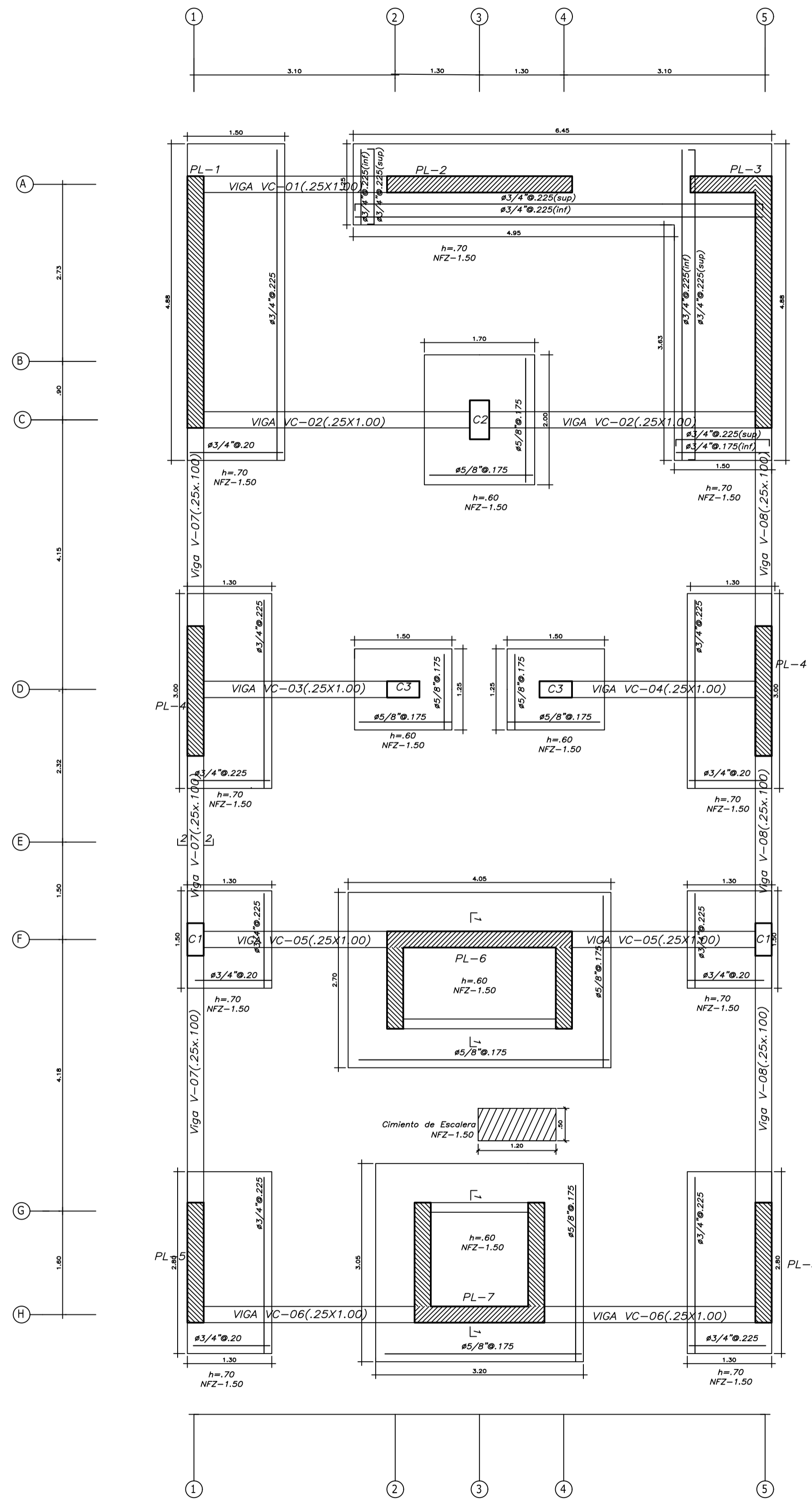
#	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.60	.75



Todos los tabiques estarán separados de la estructura tanto en el extremo superior como en los laterales. Colocar cada 3mts. una solera.

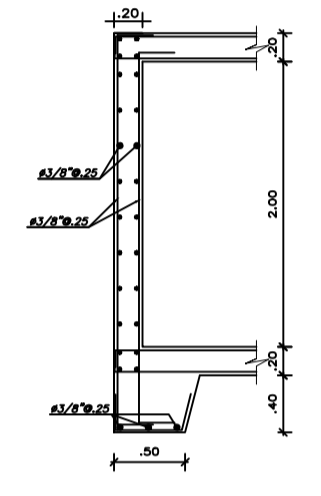
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
PLANO:	DETALLES GENERALES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
DIBUJO:	APP	FECHA: Lima-2021
ESCALA:	1/50	

LÁMINA N°: E-01

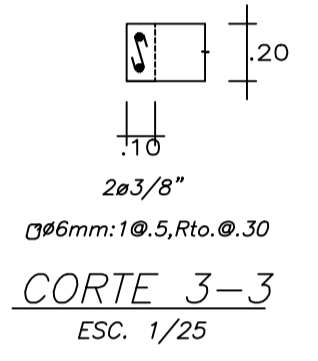


ENCOFRADO TECHO CISTERNA
S/C = 250kg/m²

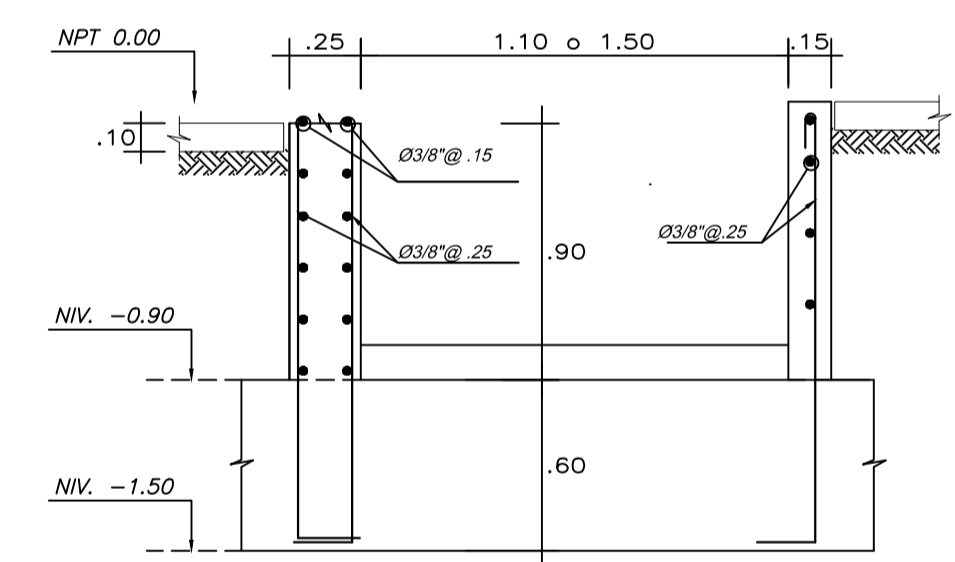
LOSA MACIZA h=20m



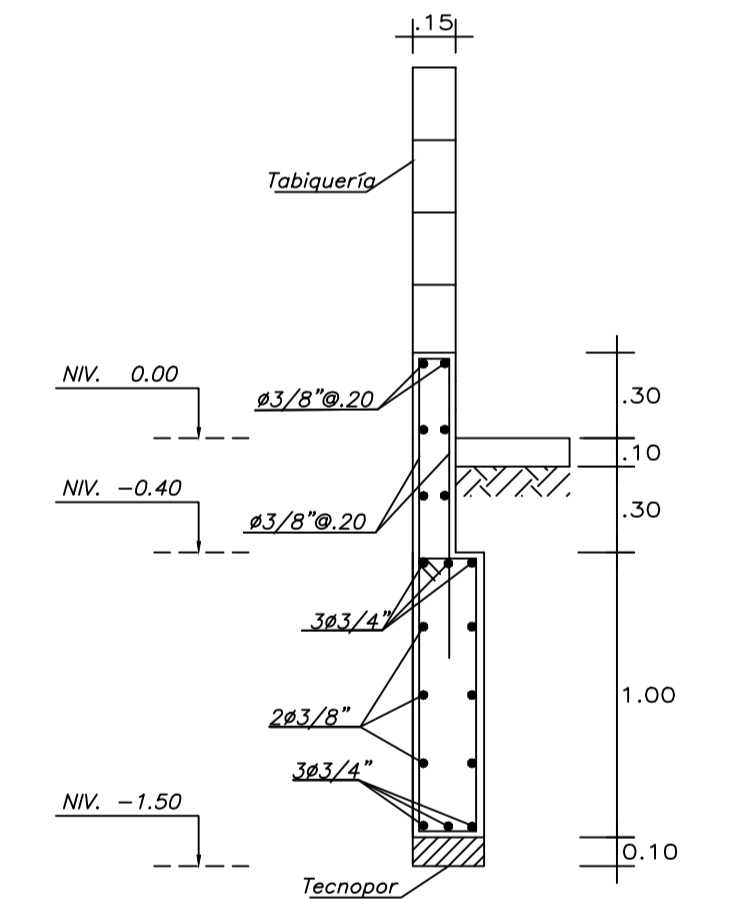
CORTE 4-4



CORTE 3-3
ESC. 1/25

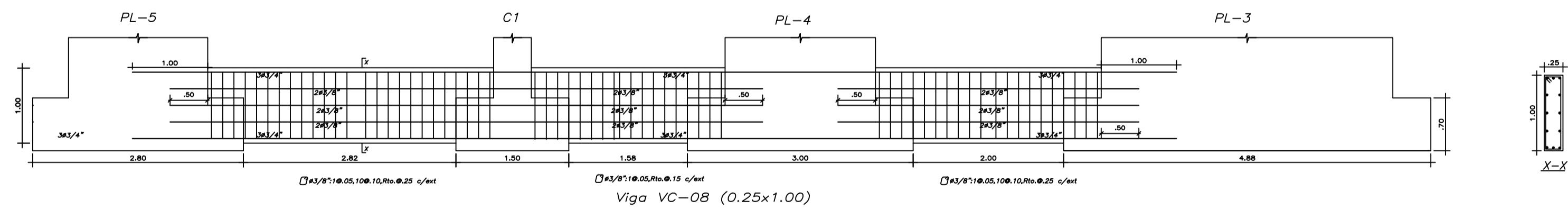
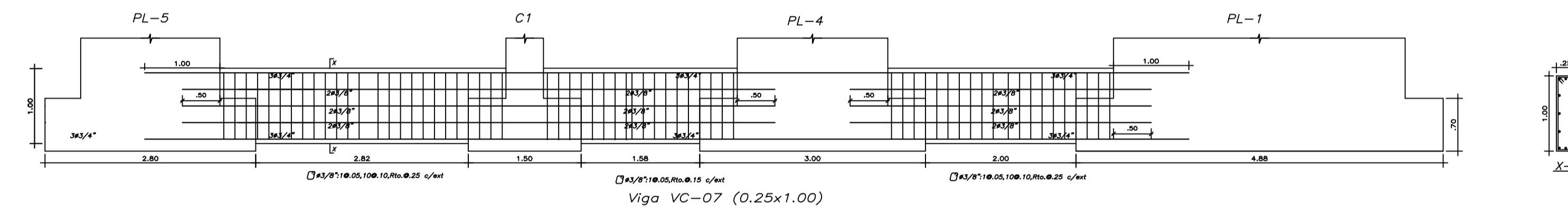
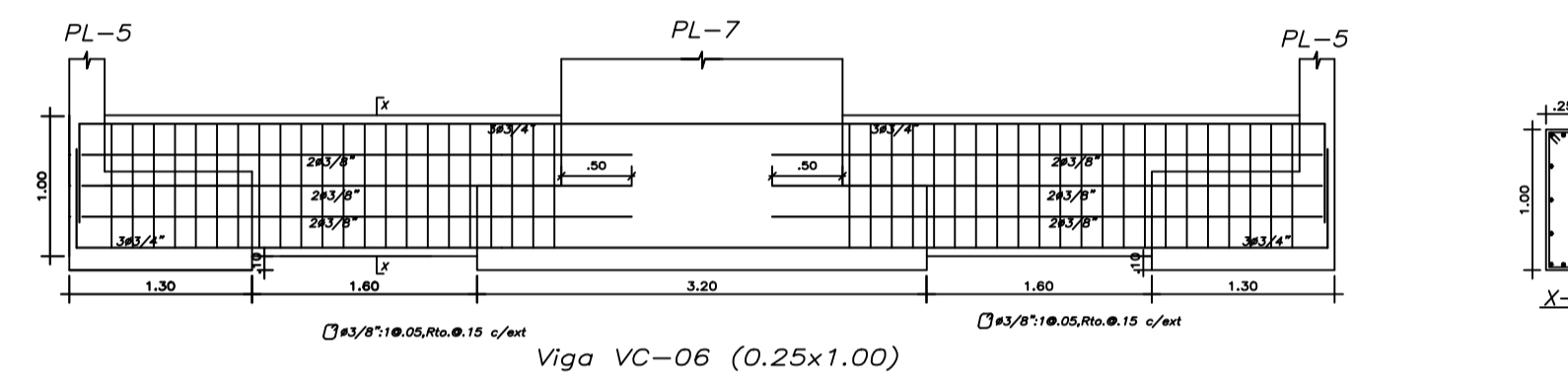
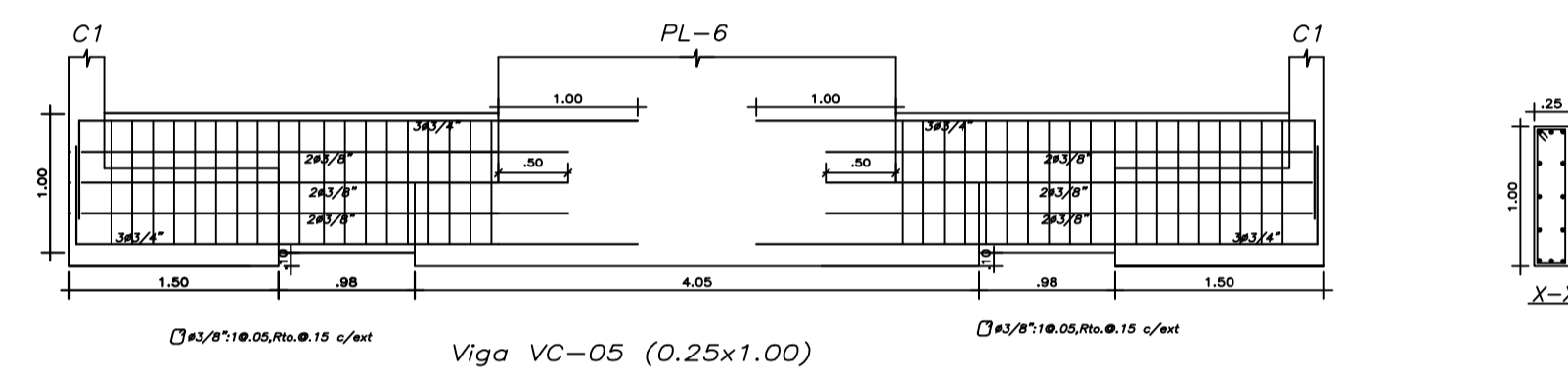
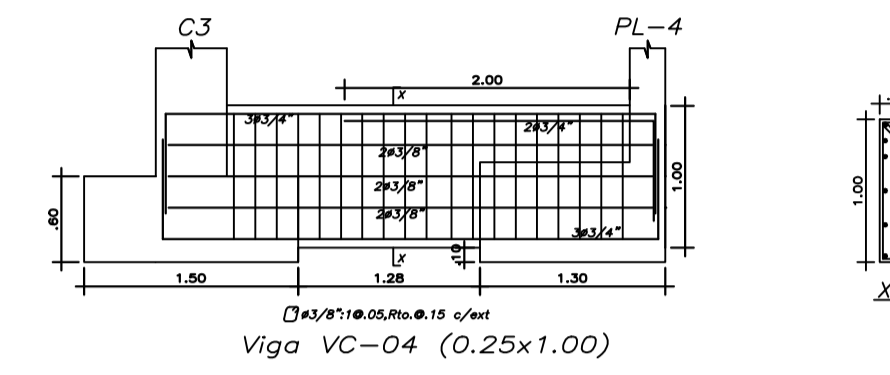
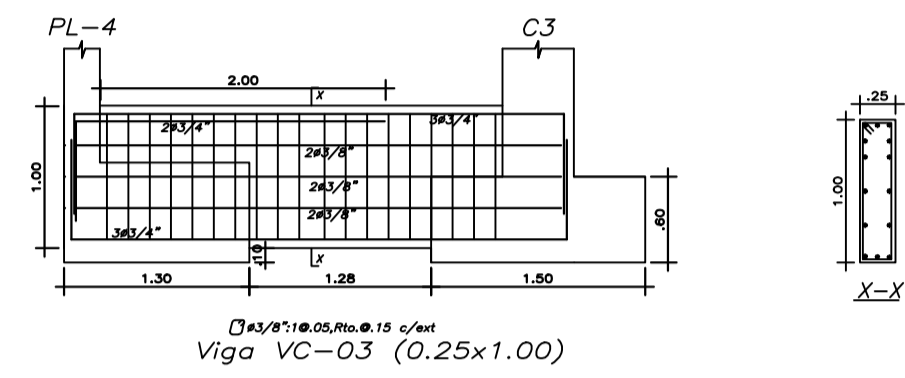
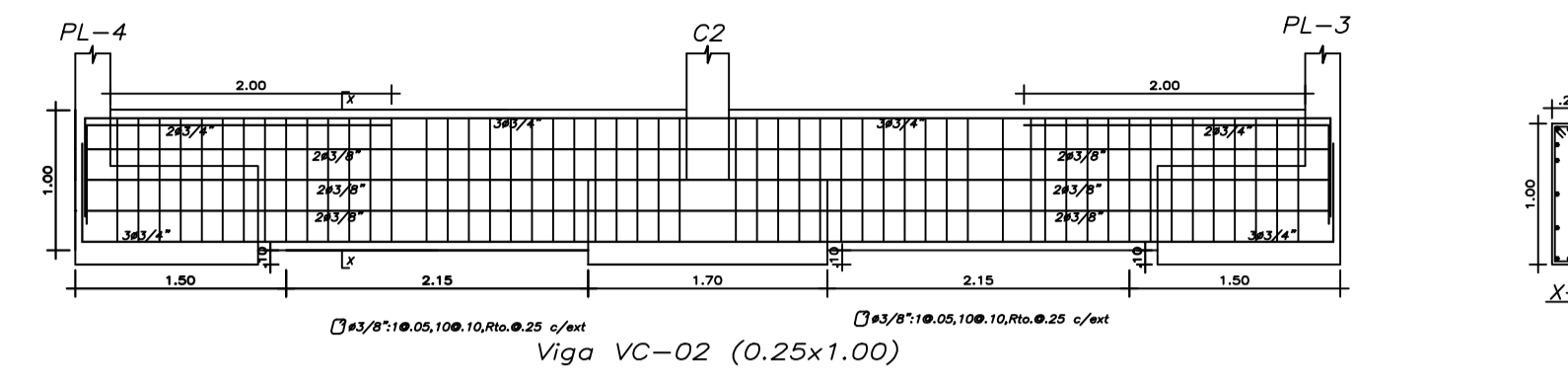
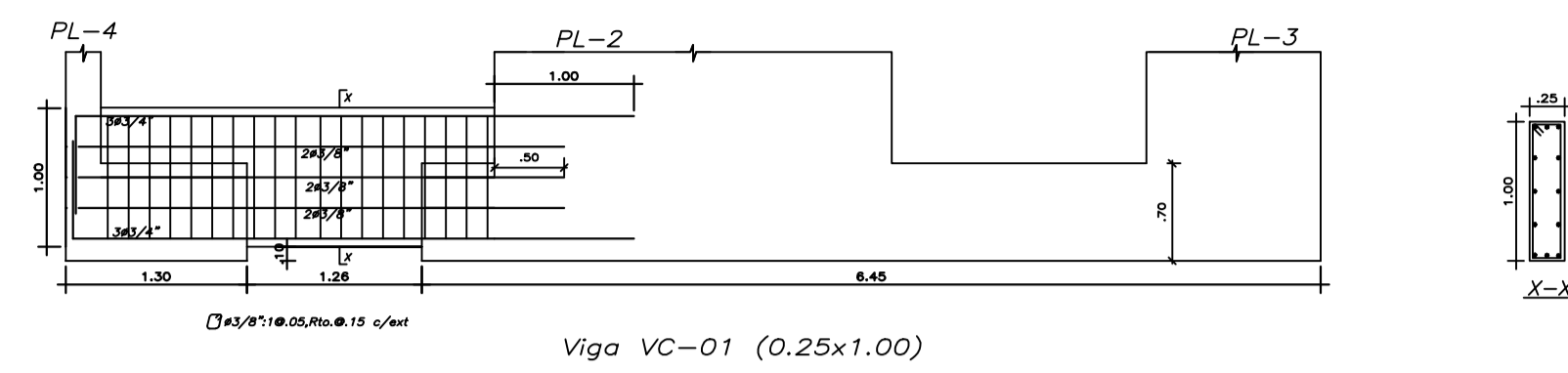


CORTE 1-1
ESC. 1/25

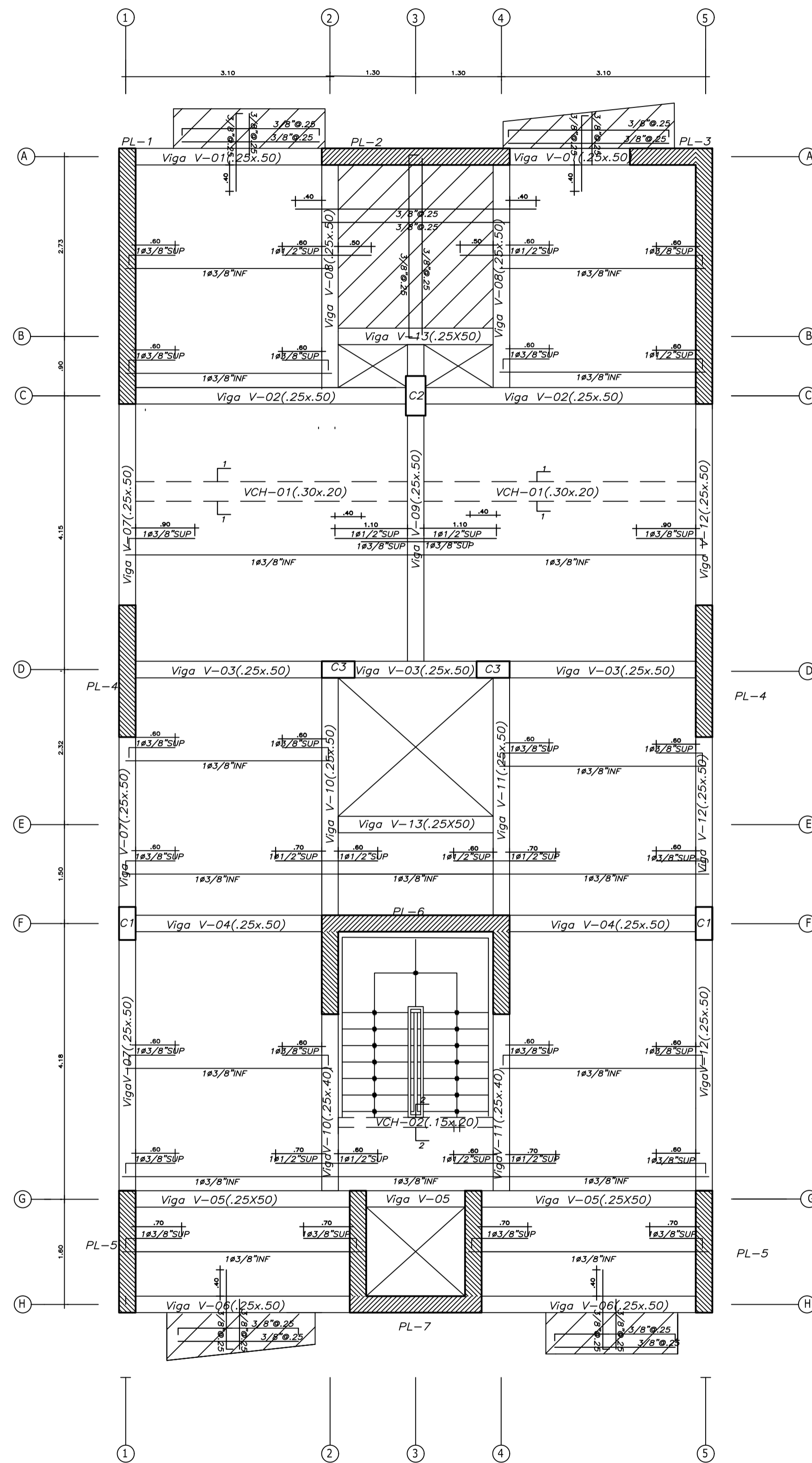


CORTE 2-2
ESC. 1/25

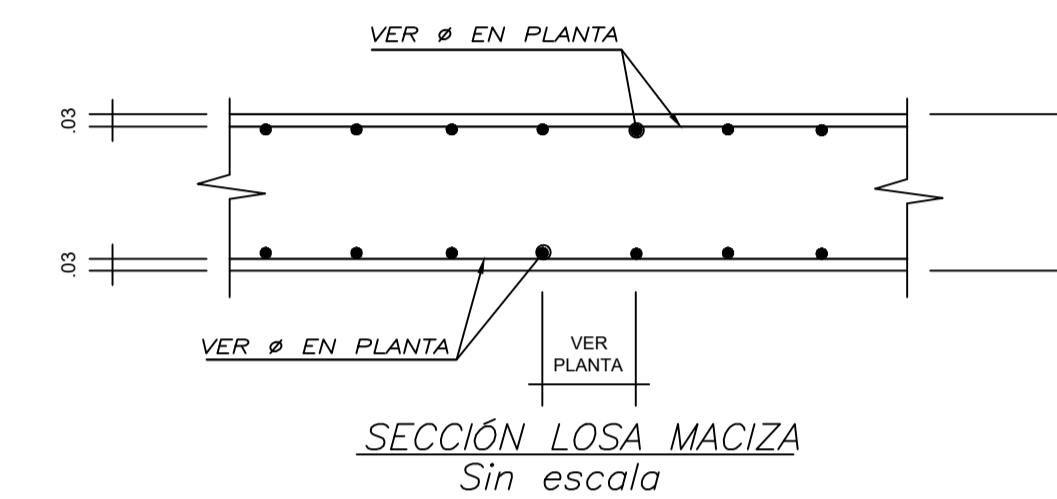
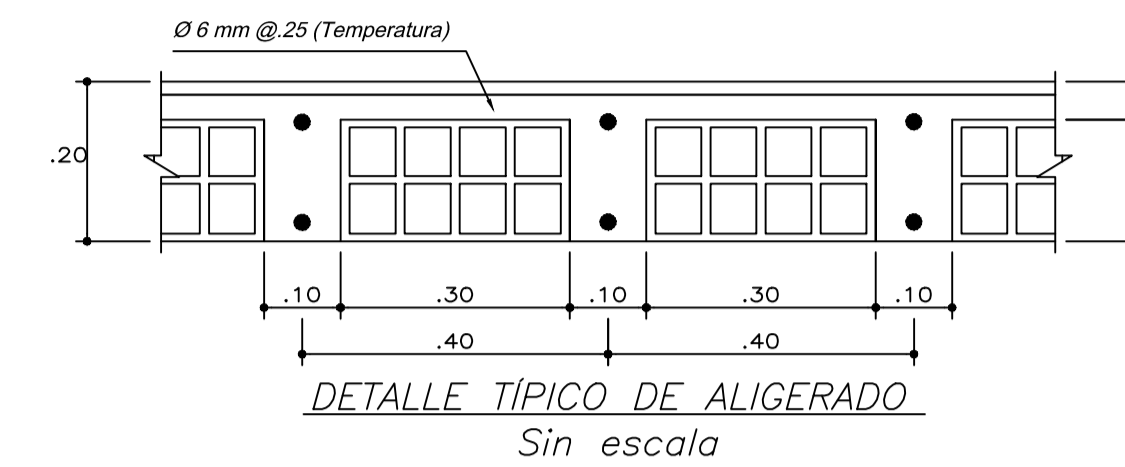
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	LÁMINA N°:
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	E-02
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
PLANO:	PLANO DE CIMENTACIÓN	
DIBUJO:	APP	FECHA: Lima-2021
	ESCALA: 1/50	



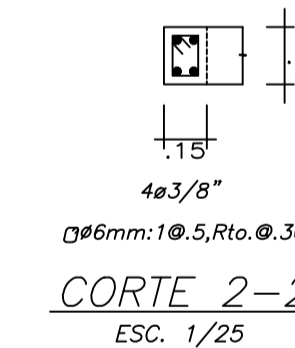
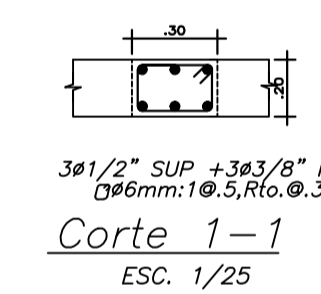
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	LÁMINA N°:
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	E-03
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIUN WONG	
PLANO:	PLANO DE LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN	
DIBUJO:	APP	FECHA: Lima-2021
	ESCALA: 1/50	



ENCOFRADO DEL 1°, 2°, 3° y 4° PISO
 ESC: 1/50
 S/C = 200kg/m²



LEYENDA	
	ALIGERADO h=.20m
	LOSA MACIZA h=.15m
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS

ALUMNO: ALEXANDER PUQUIO PALACIOS

ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG

PLANO: PLANO DE ENCOFRADO TECHO TÍPICO

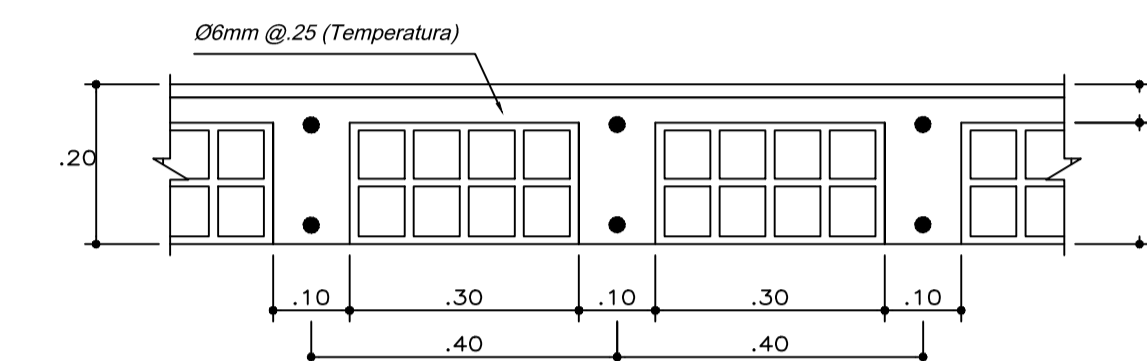
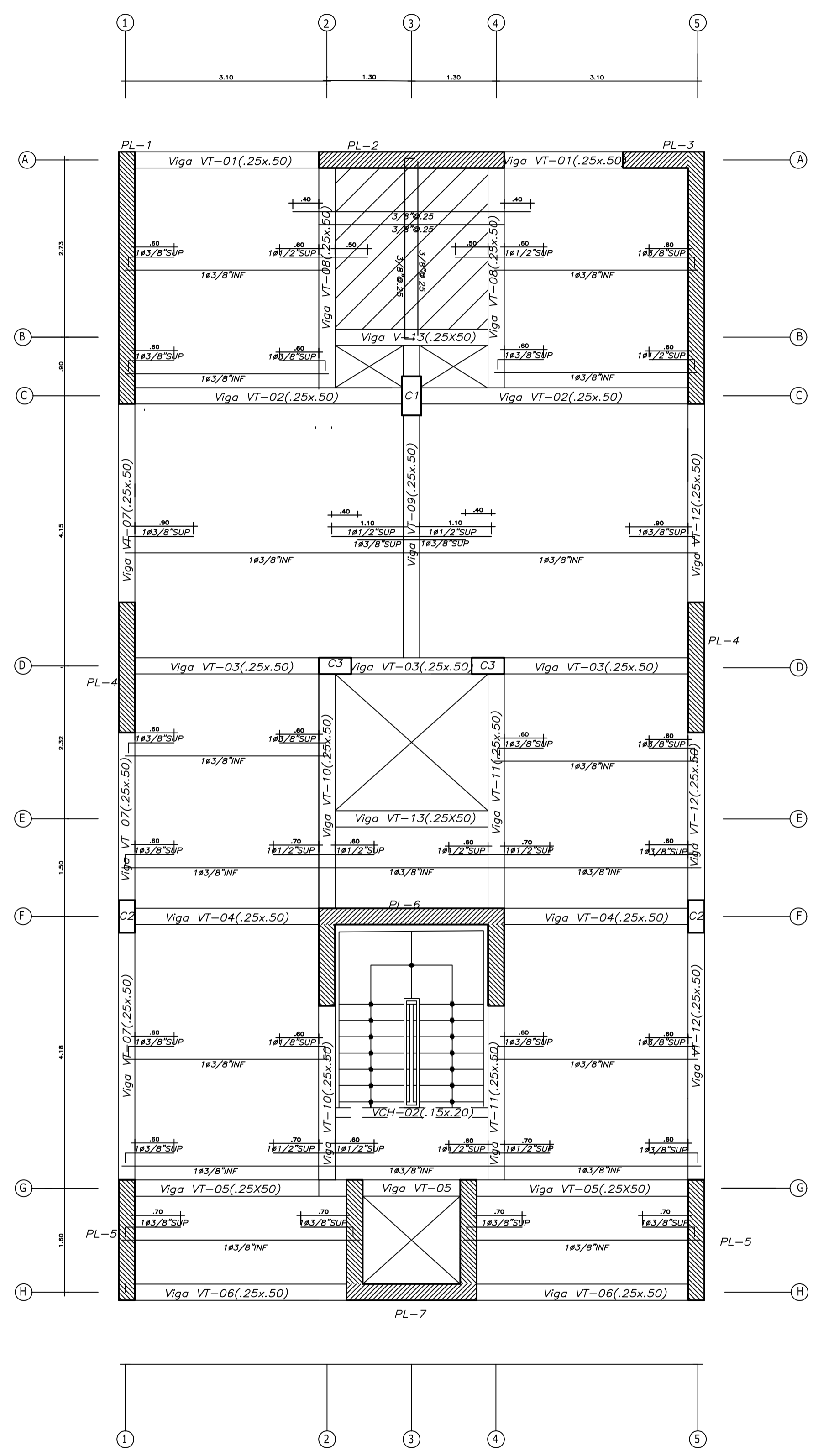
DIBUJO: APP

ESCALA: 1/50

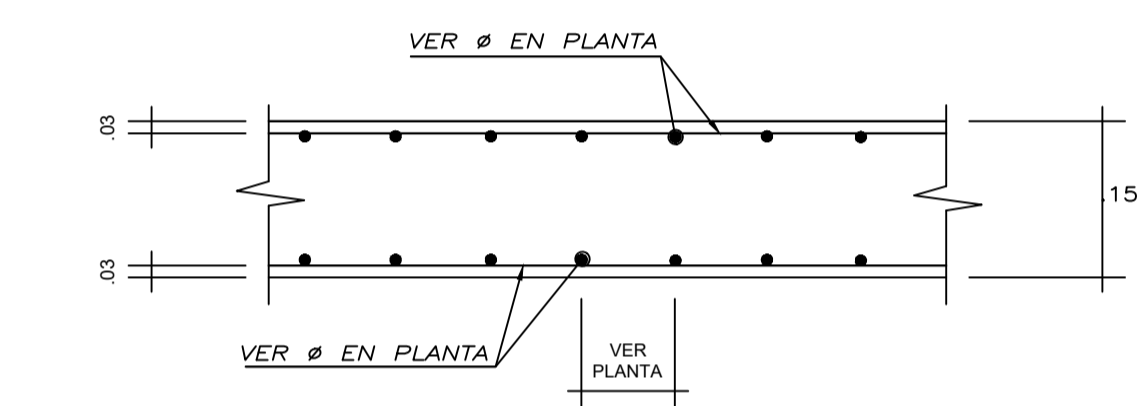
FECHA: Lima-2021

LÁMINA N°:

E-04

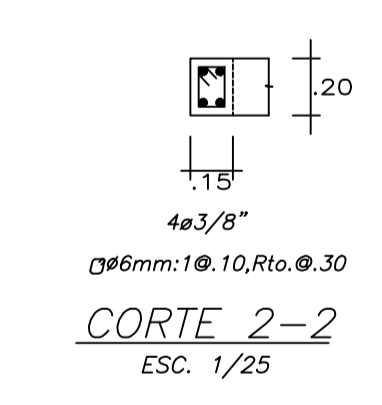


DETALLE TÍPICO DE ALIGERADO
 %% (DESDE EL 1° AL 4° PISO TÍPICO)
 Sin escala



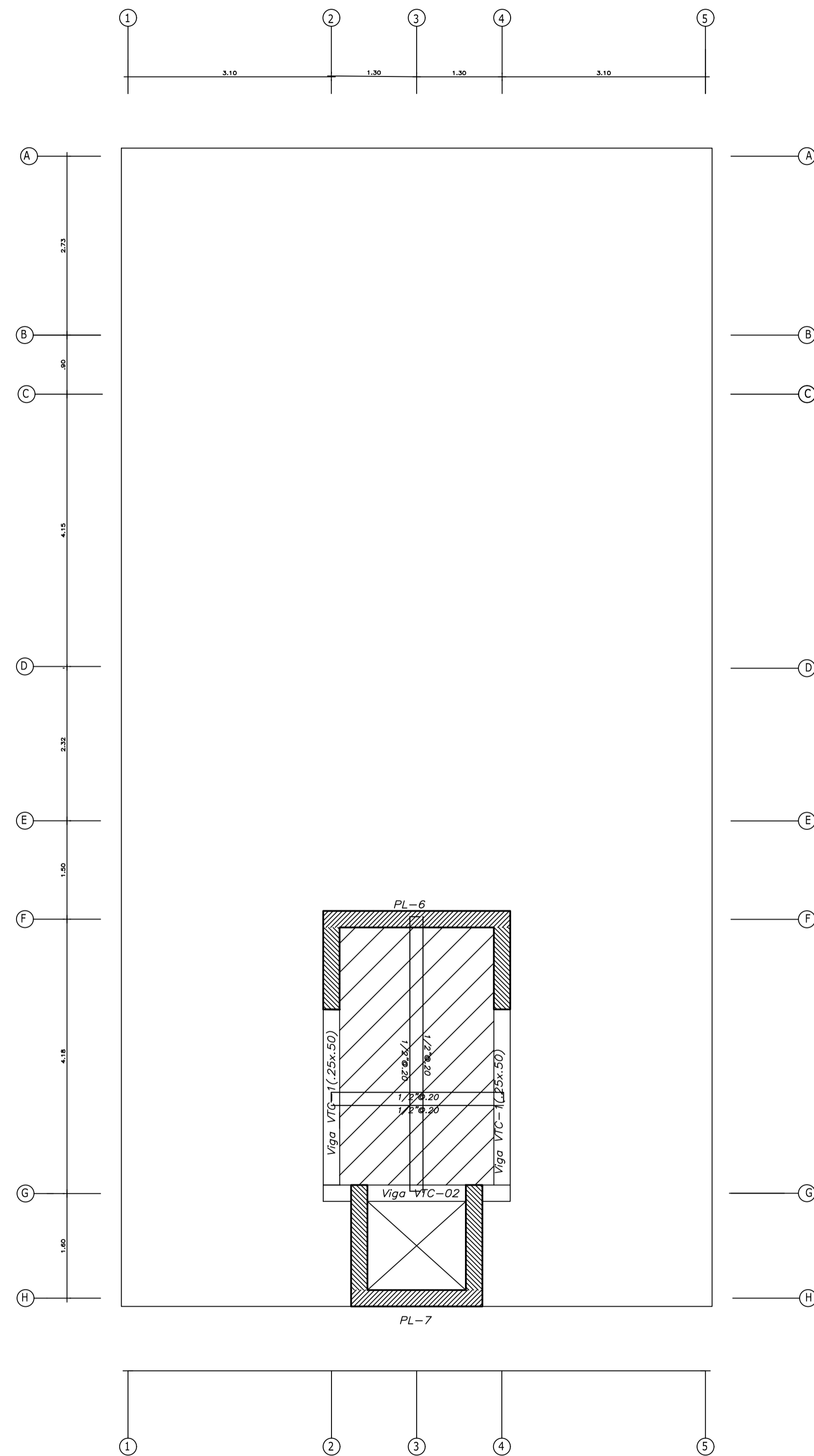
SECCIÓN LOSA MACIZA
 Sin escala

LEYENDA	
	ALIGERADO h=.20m
	LOSA MACIZA h=.15m
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

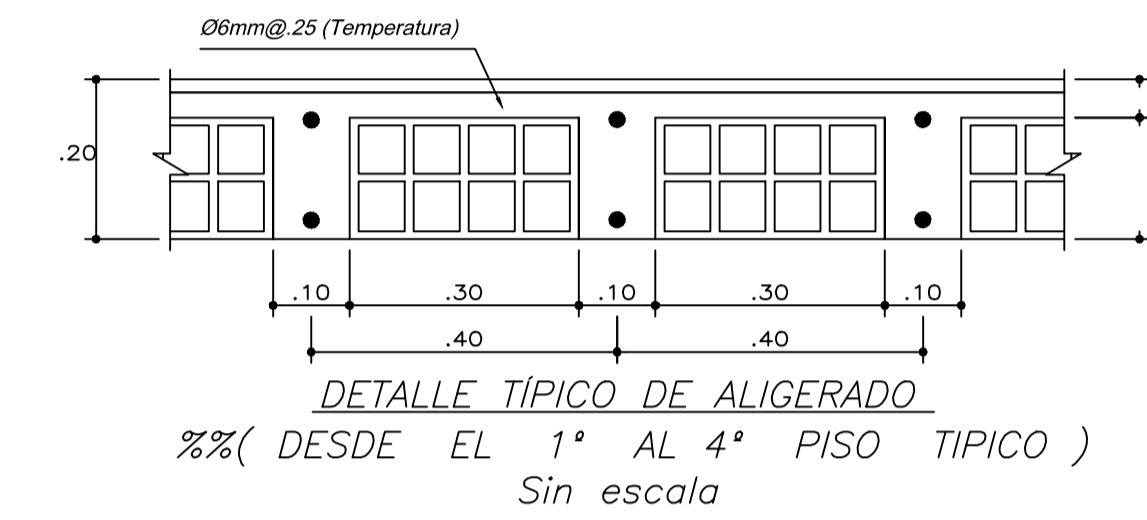


ENCOFRADO DEL 5° PISO
 ESC: 1/50
 S/C = 100kg/m²

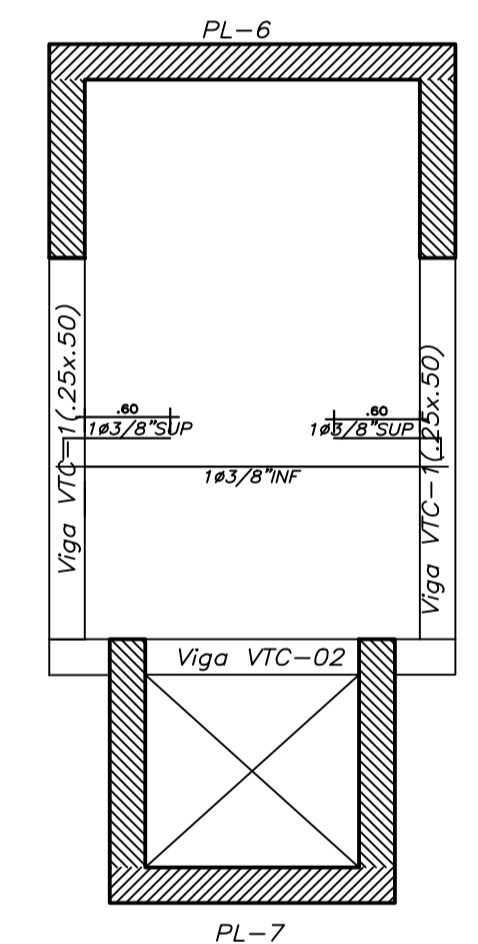
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	LÁMINA N°:
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	E-05
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIUN WONG	
PLANO:	PLANO DE ENCOFRADO TECHO 5	
DIBUJO:	APP	ESCALA: 1/50
		FECHA: Lima-2021



ENCOFRADO DEL 6° PISO
 ESC: 1/50
 S/C = 1000kg/m²

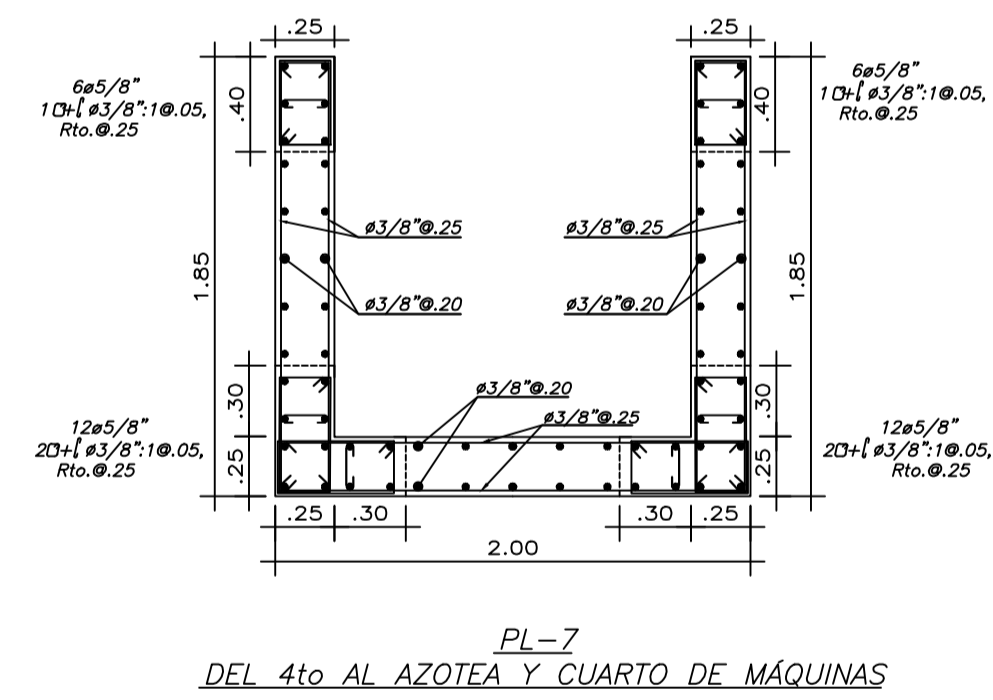
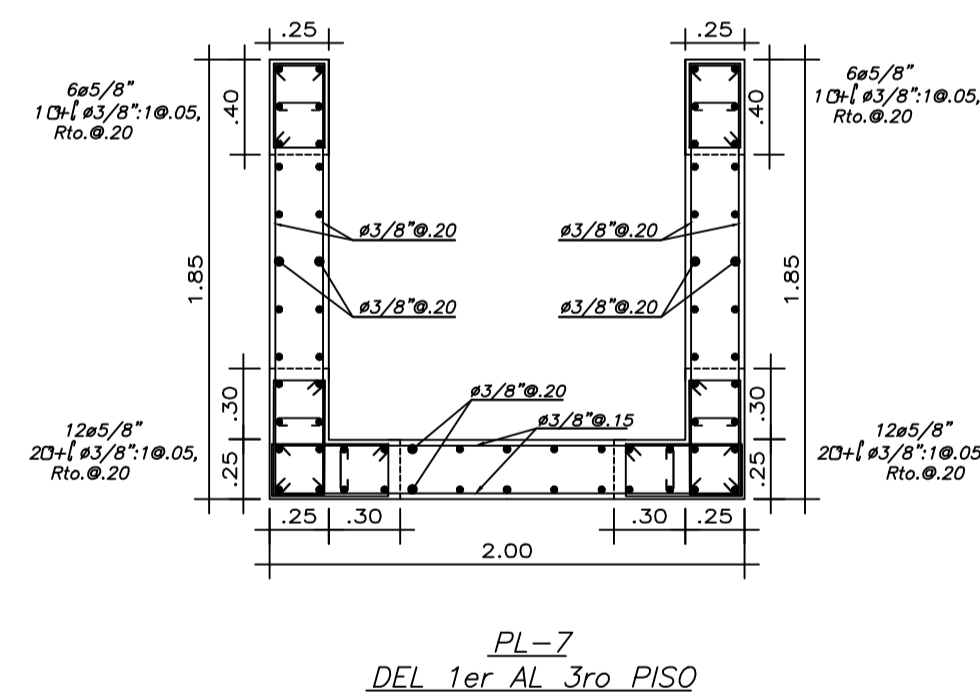
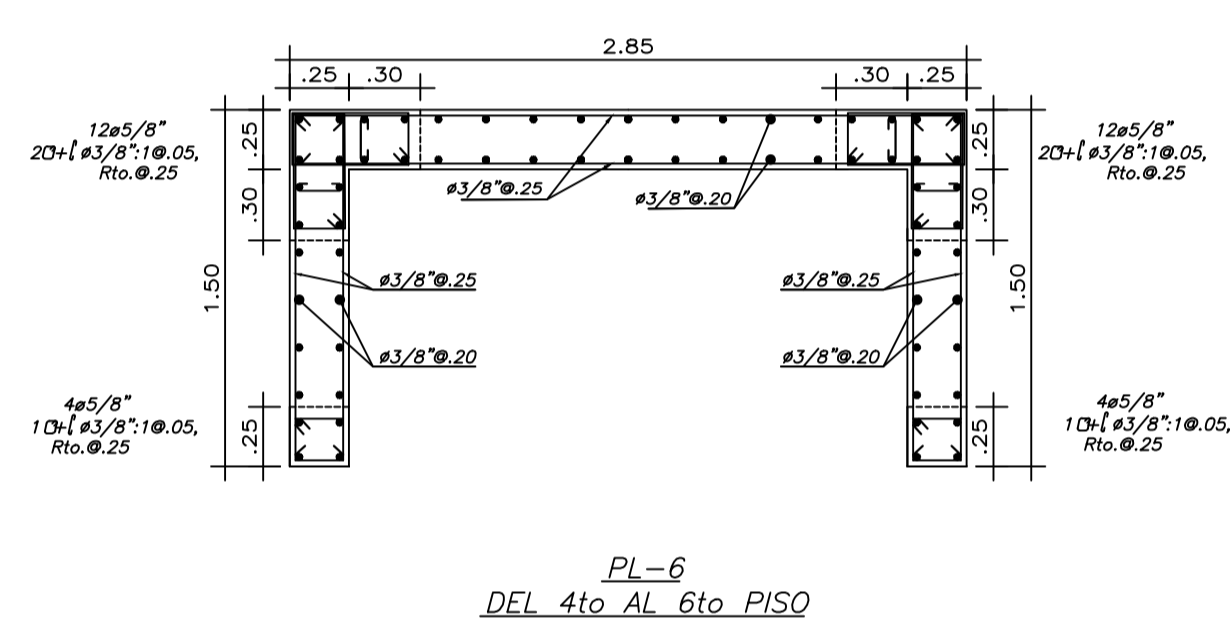
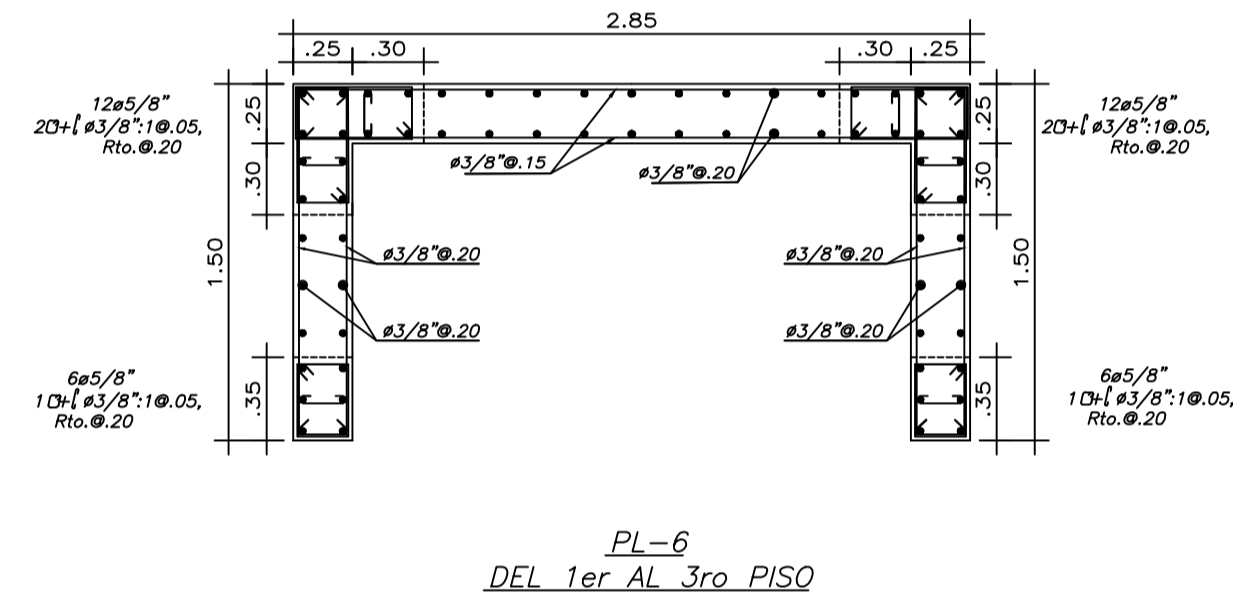
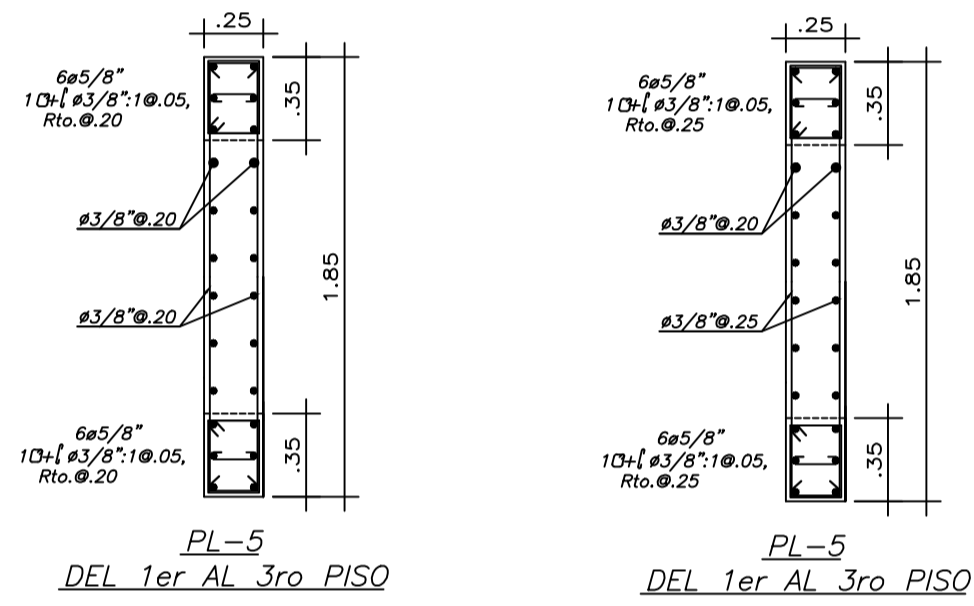
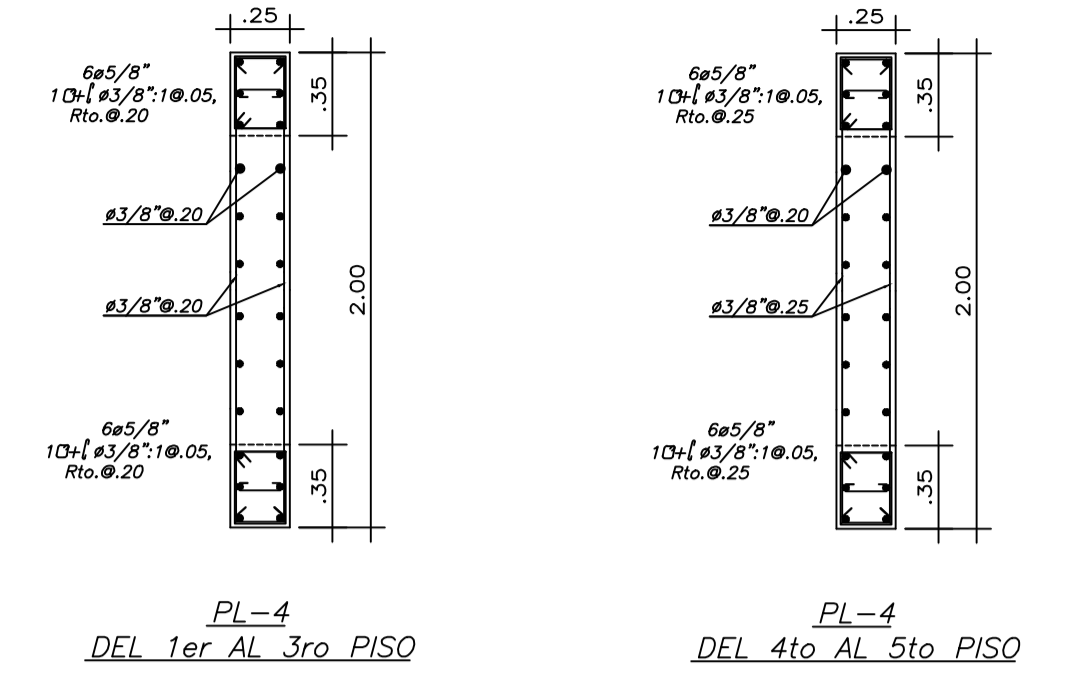
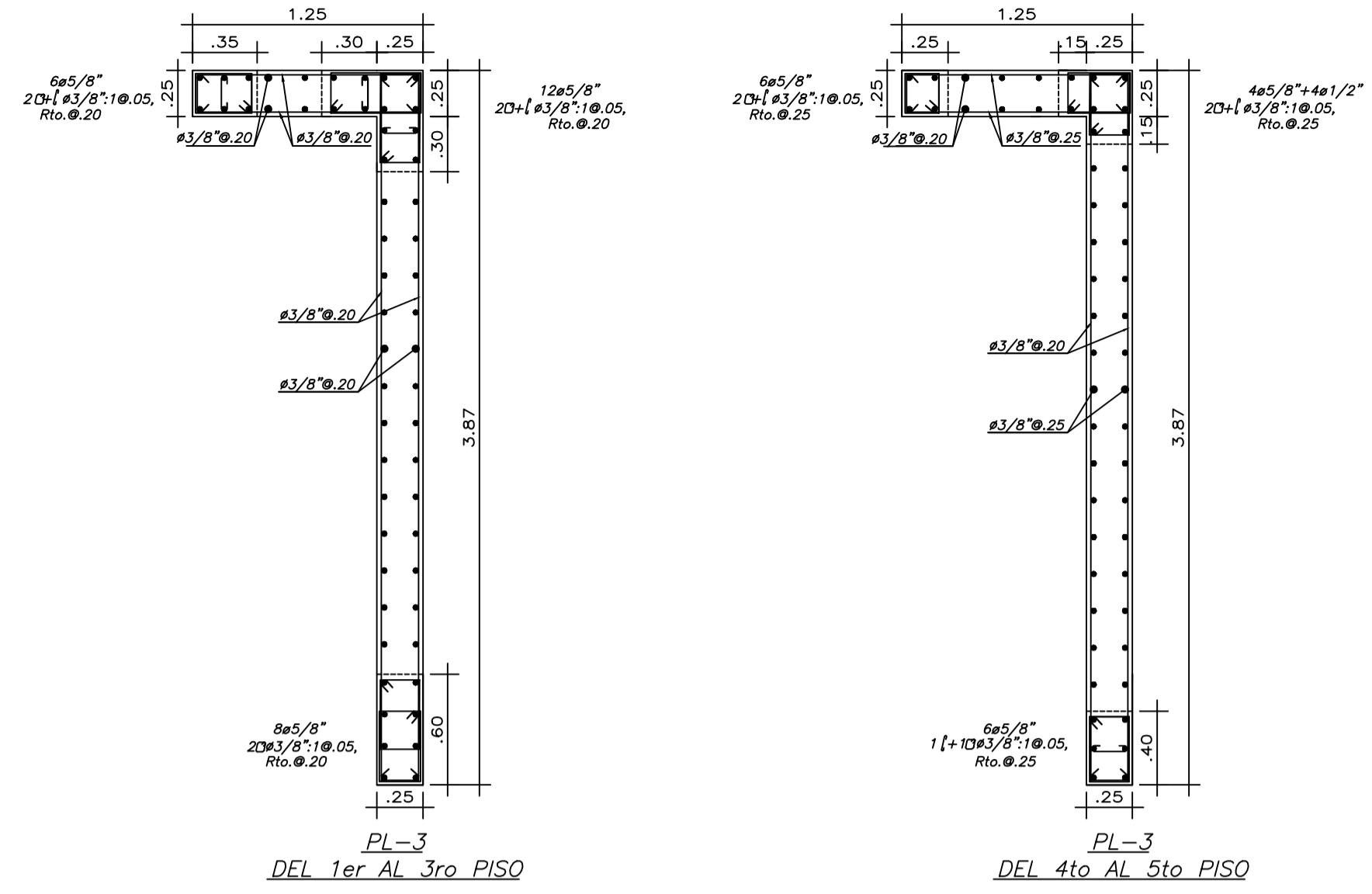
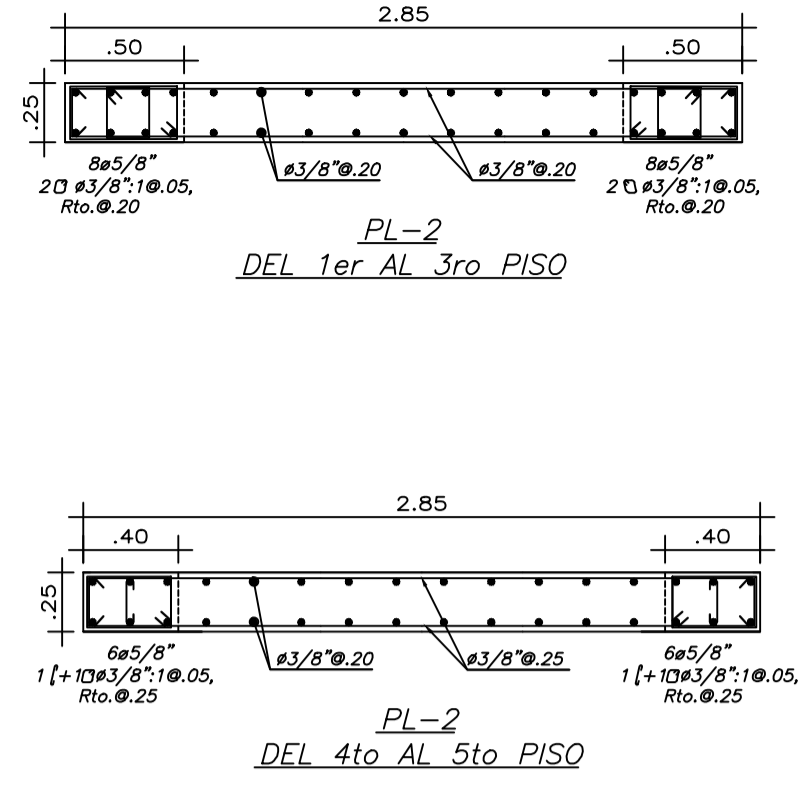
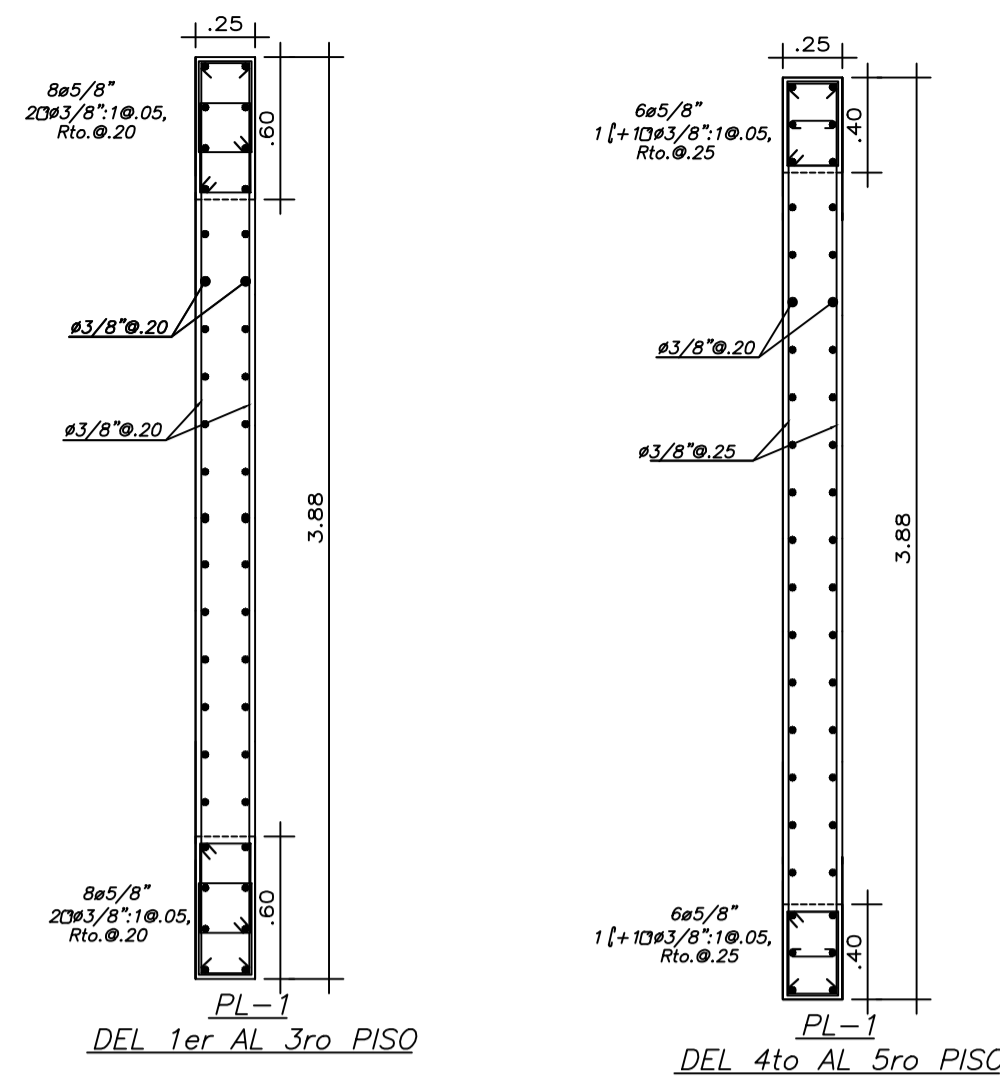


LEYENDA	
	ALIGERADO h=.20m
	LOSA MACIZA h=.15m
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA



TECHO DEL CUARTO DE MÁQUINAS
 ESC: 1/50
 S/C = 100kg/m²

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	LÁMINA N°:
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	E-06
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIUN WONG	
PLANO:	PLANO DE ENCOFRADO TECHO ÚLTIMO	
DIBUJO:	APP	FECHA: Lima-2021
	ESCALA: 1/50	



CUADRO DE COLUMNAS				
NIVEL	COLUMNA	C-01	C-02	C-03
1er. al 3to.				
4to. al 5to.				

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS

LÁMINA N°:

ALUMNO: ALEXANDER PUQUIO PALACIOS

E-07

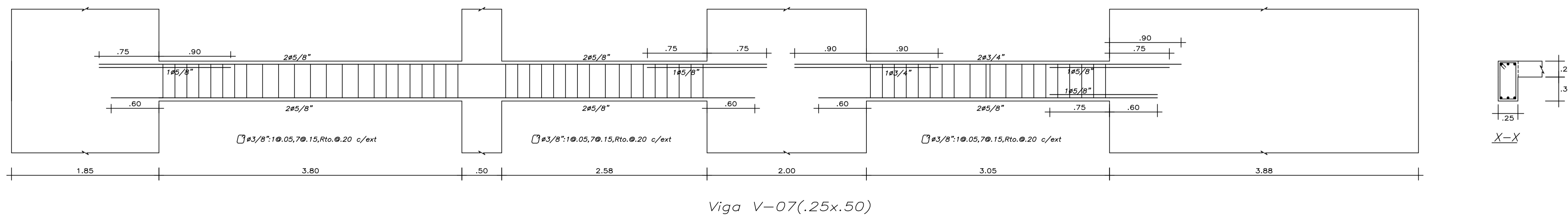
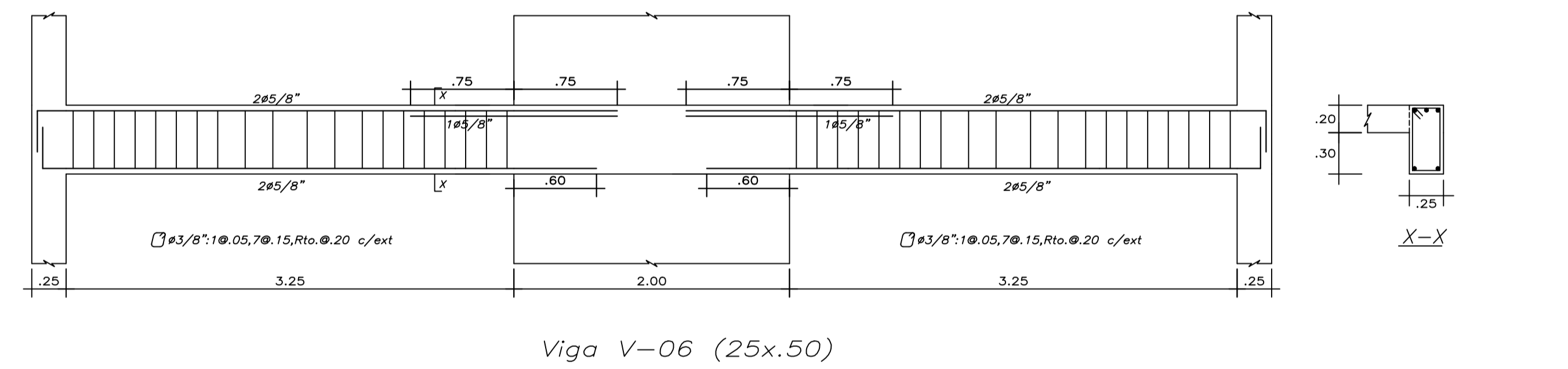
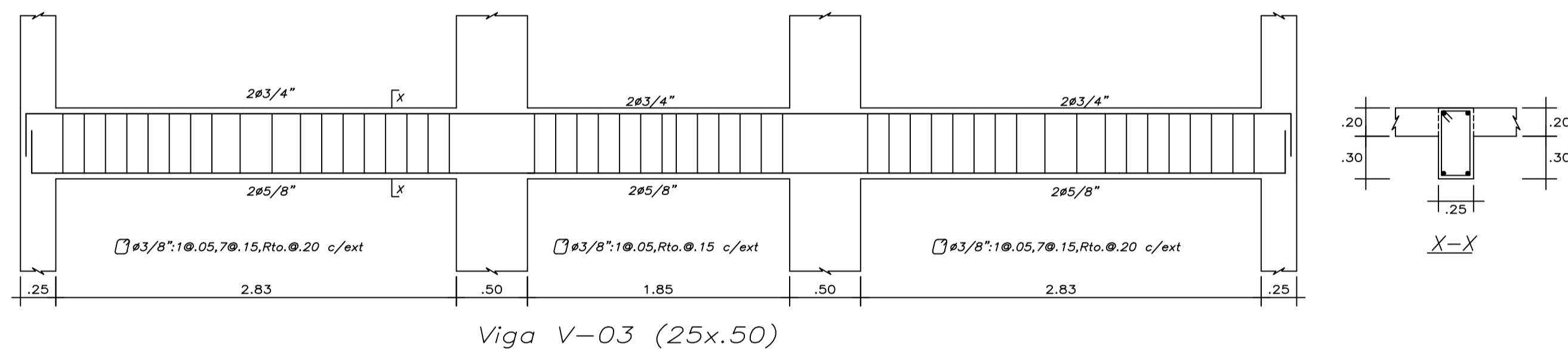
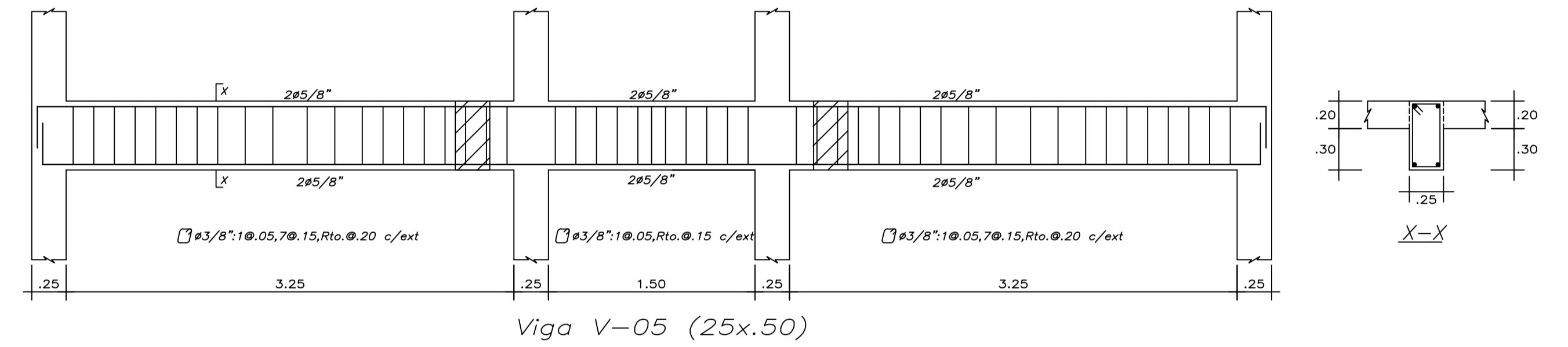
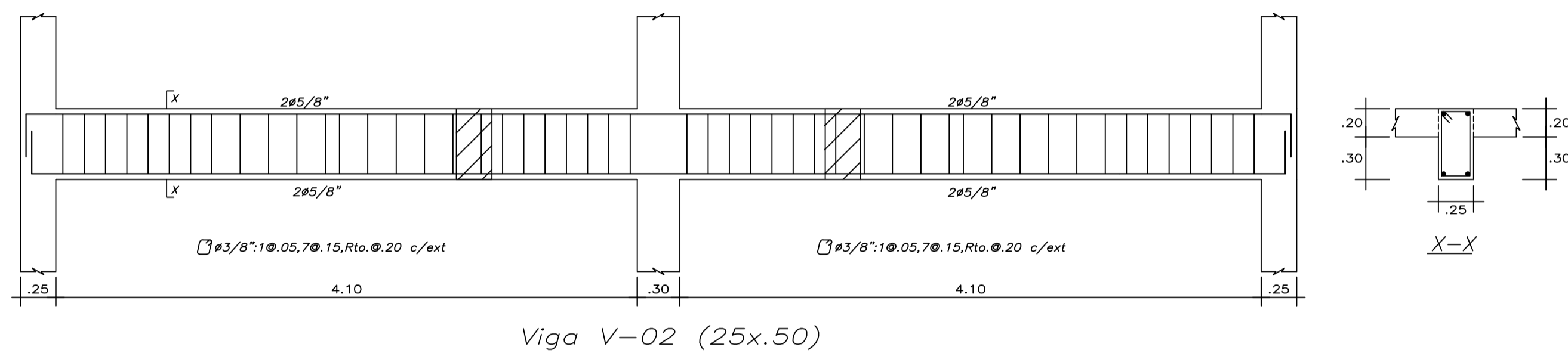
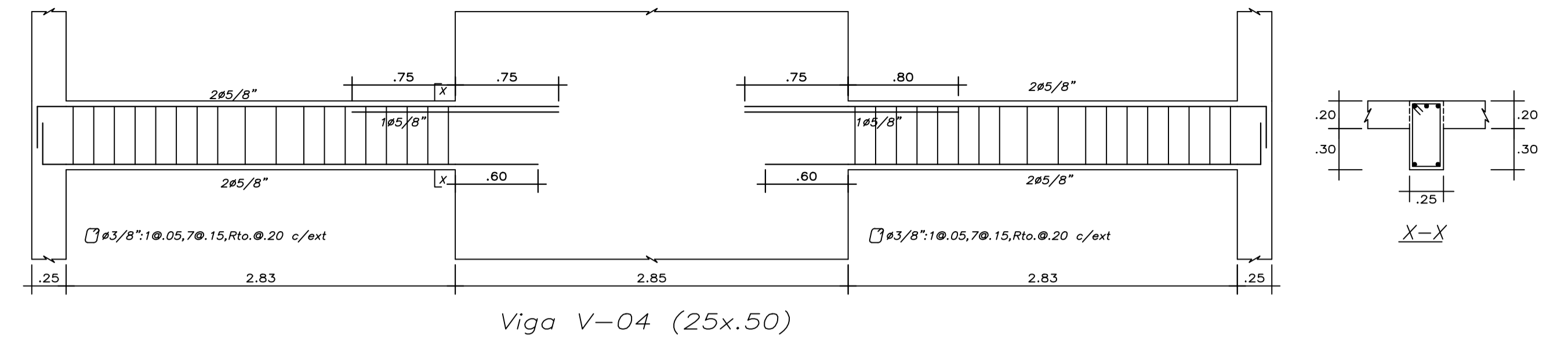
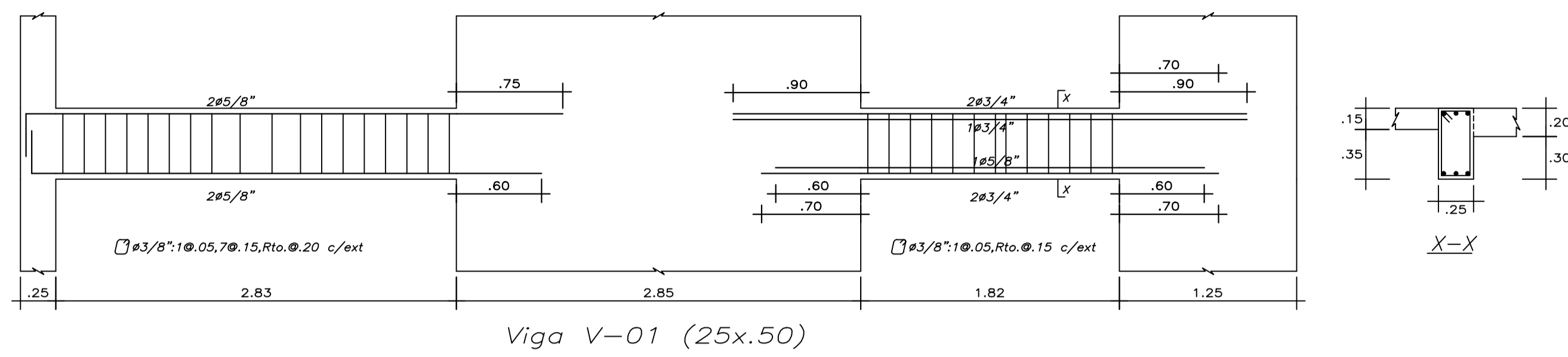
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJON WONG

PLANO: DESARROLLO DE COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS

DIBUJO: APP

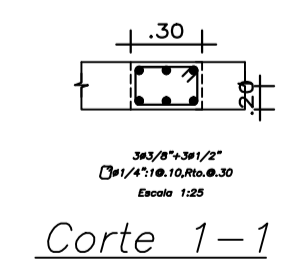
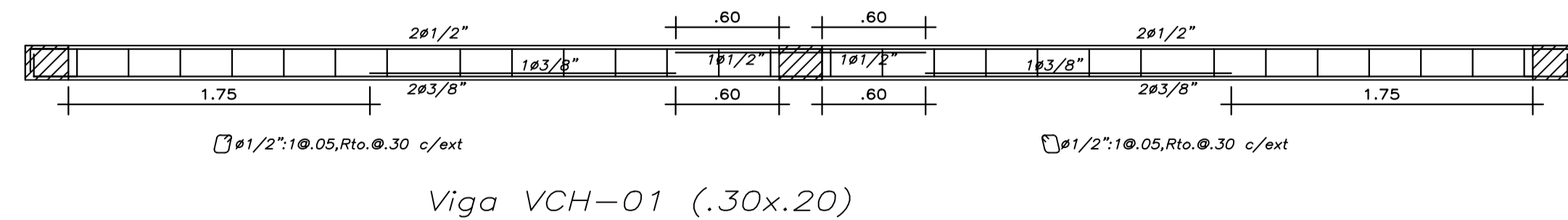
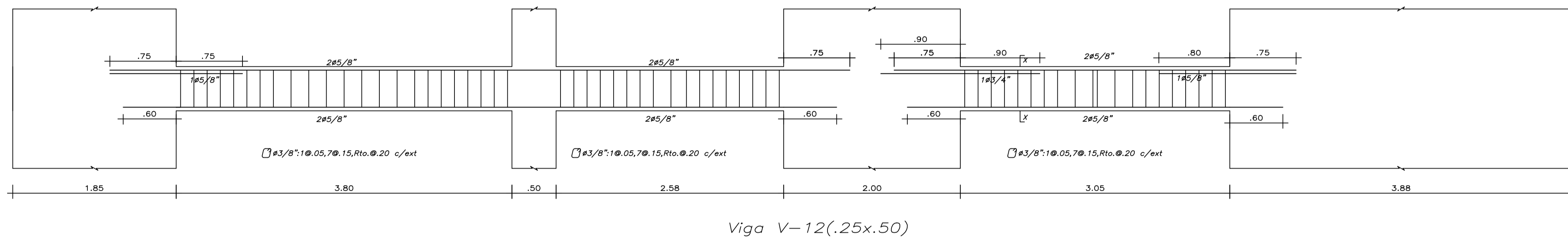
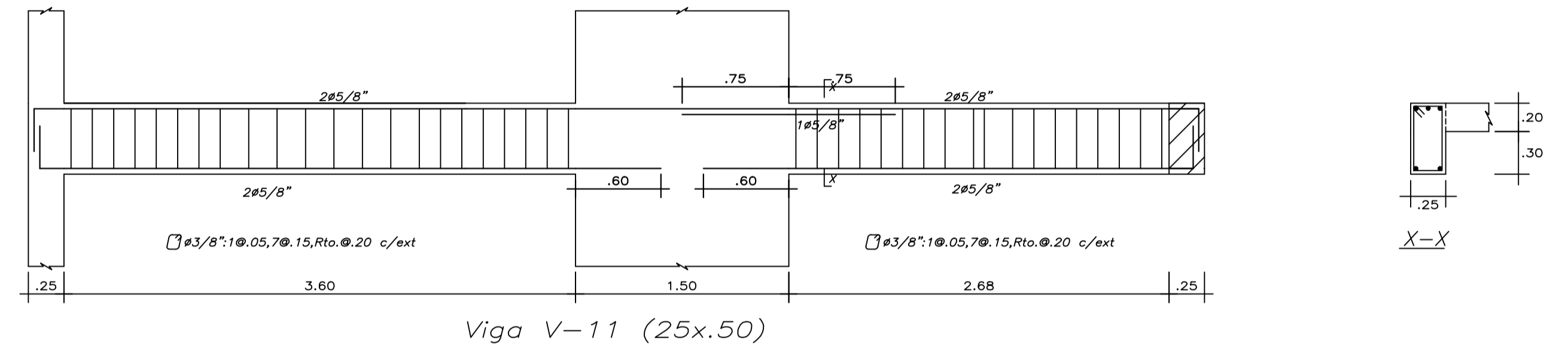
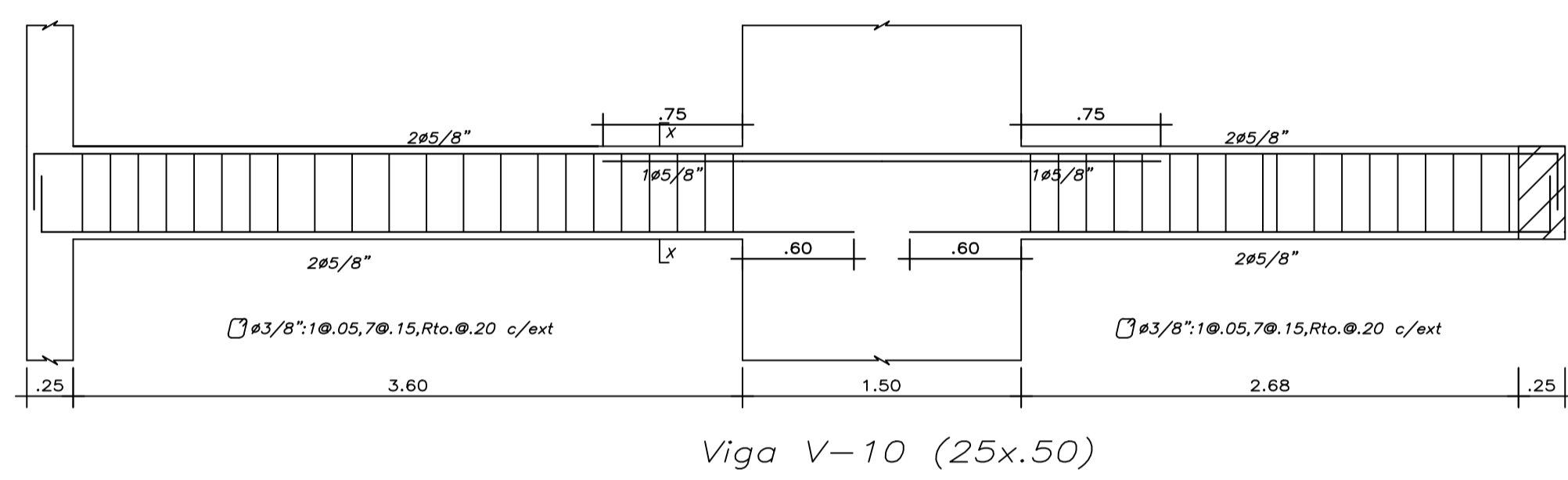
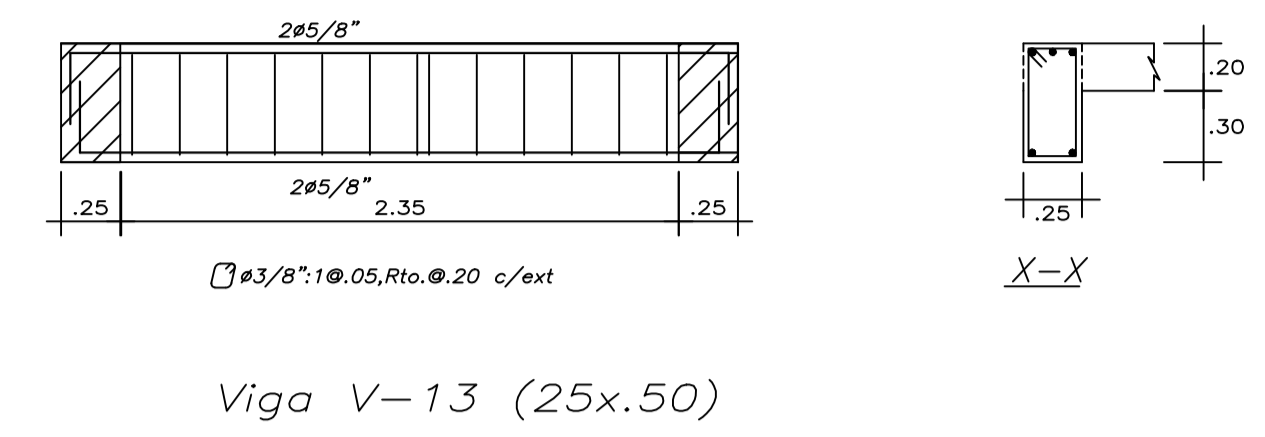
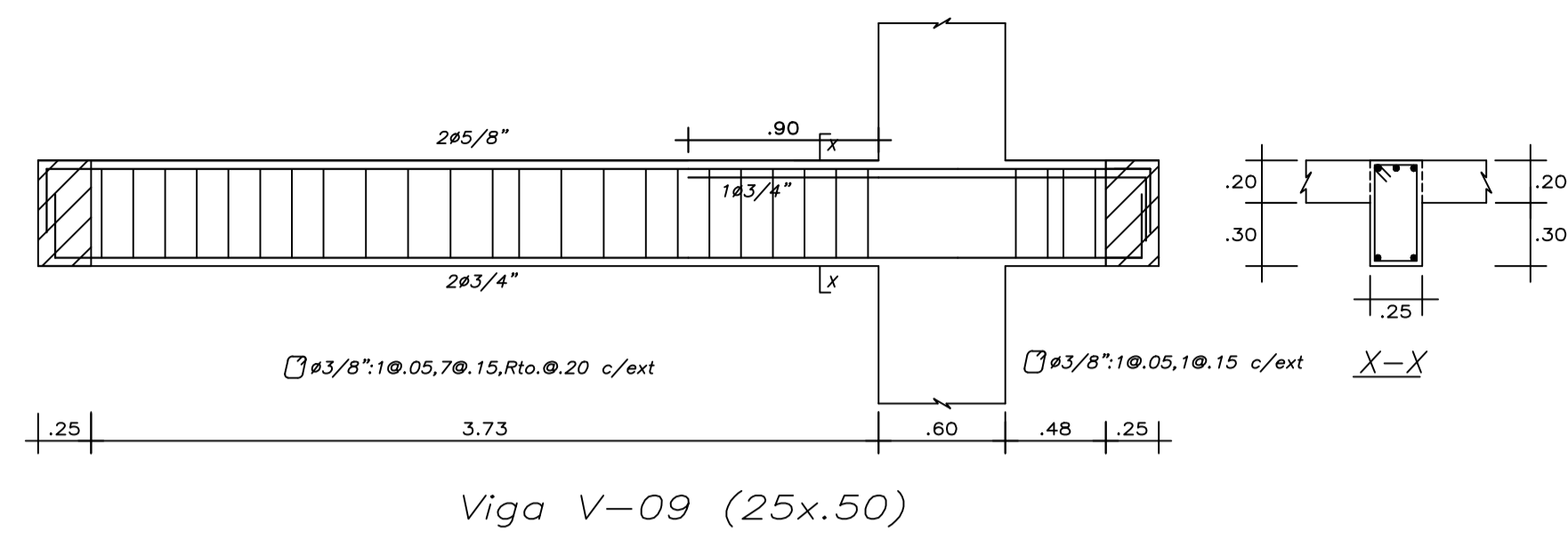
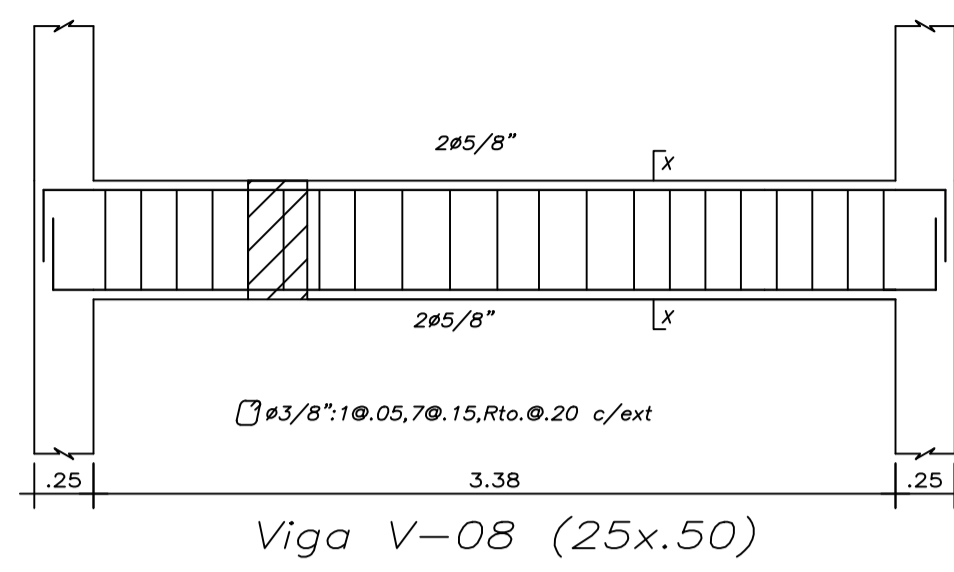
ESCALA: 1/30

FECHA: Lima-2021



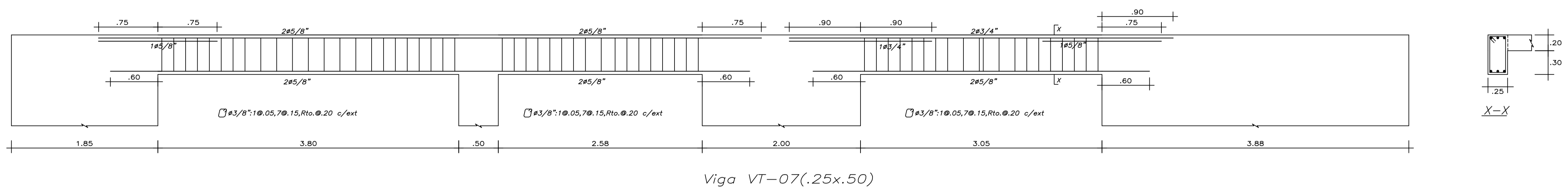
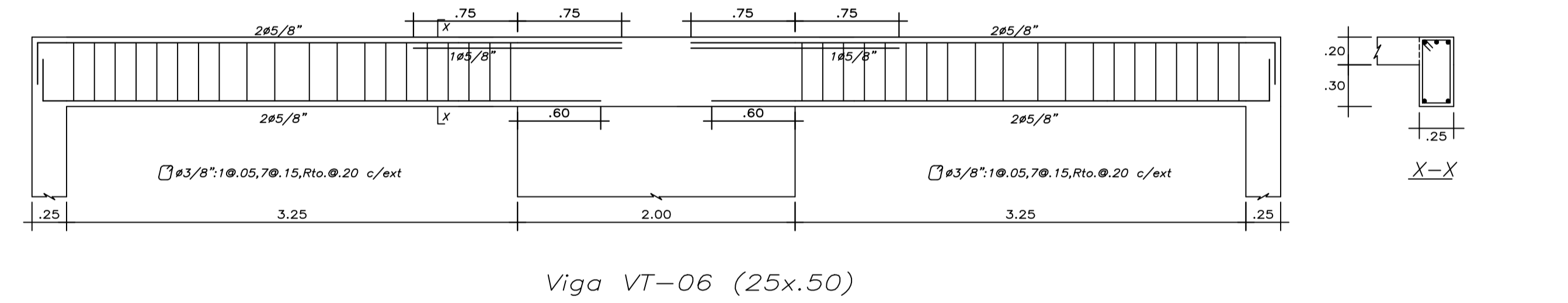
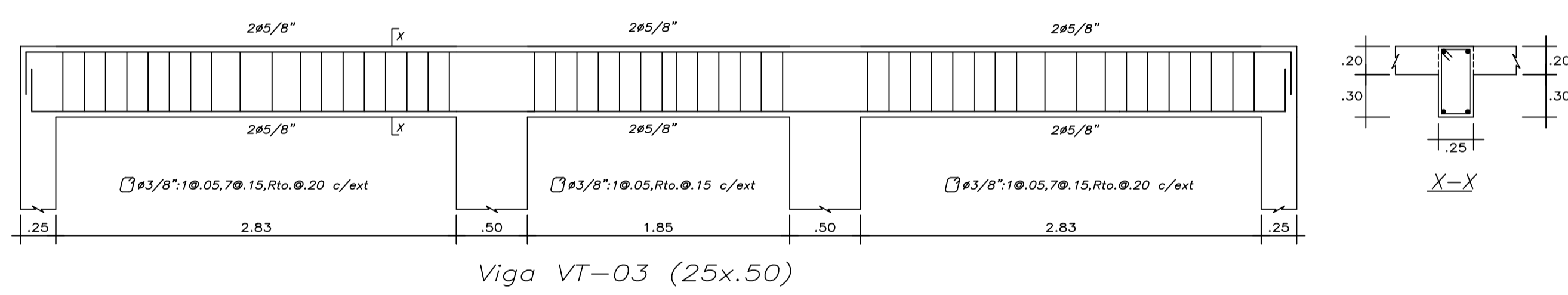
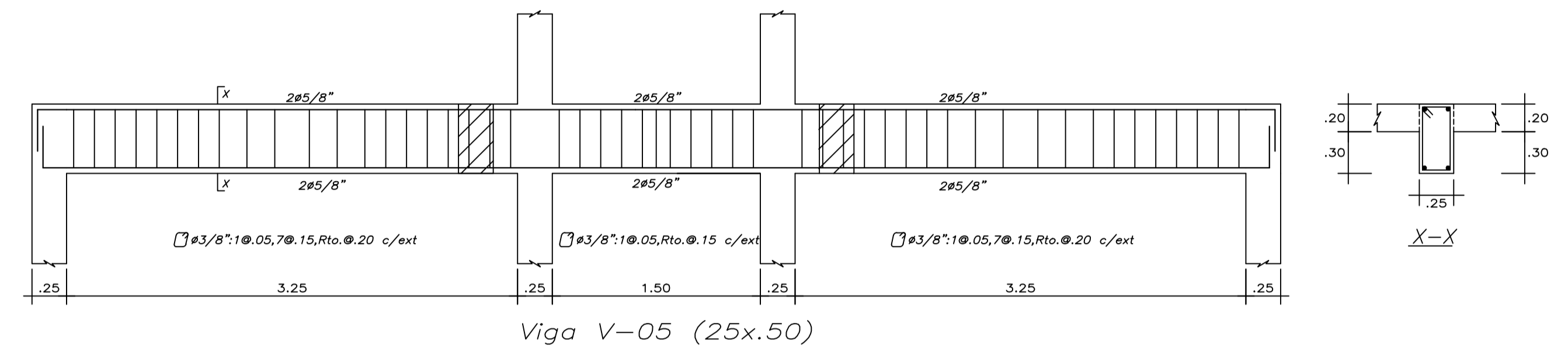
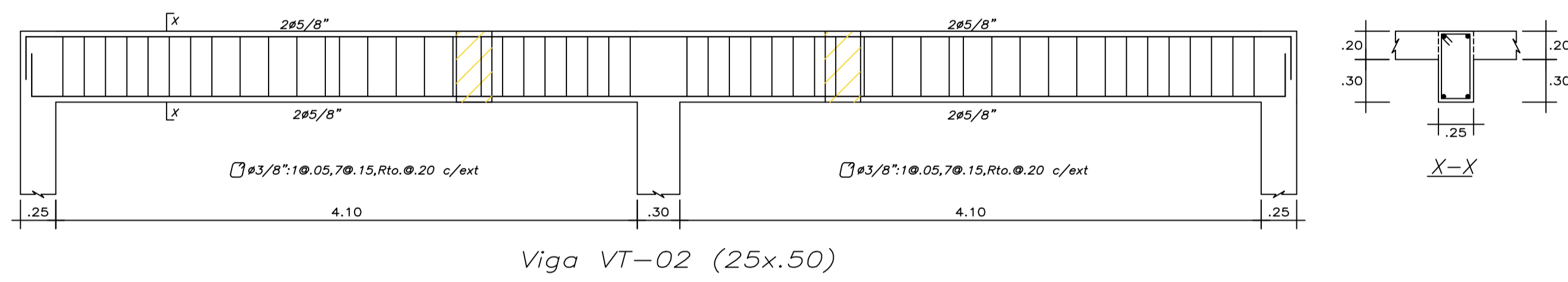
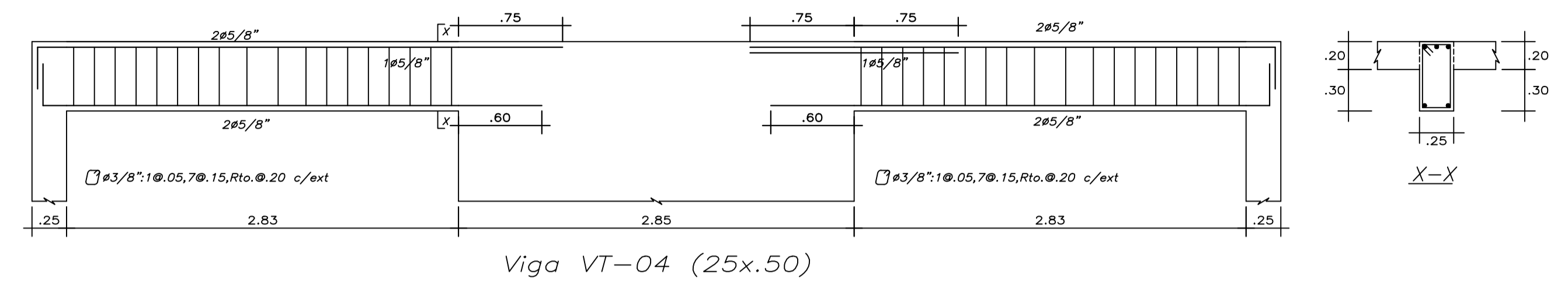
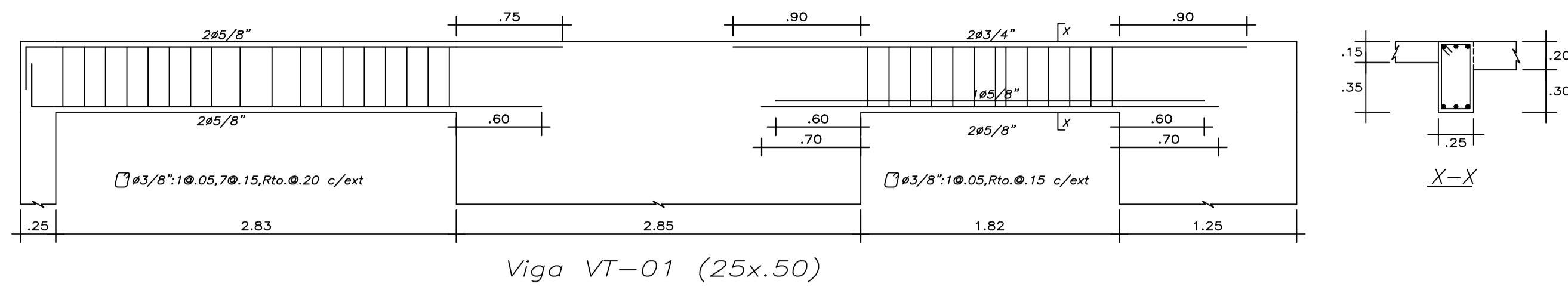
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
PLANO:	PLANO DE VIGAS 1	
DIBUJO:	APP	ESCALA: 1/30
		FECHA: Lima-2021

LÁMINA N°:
E-08



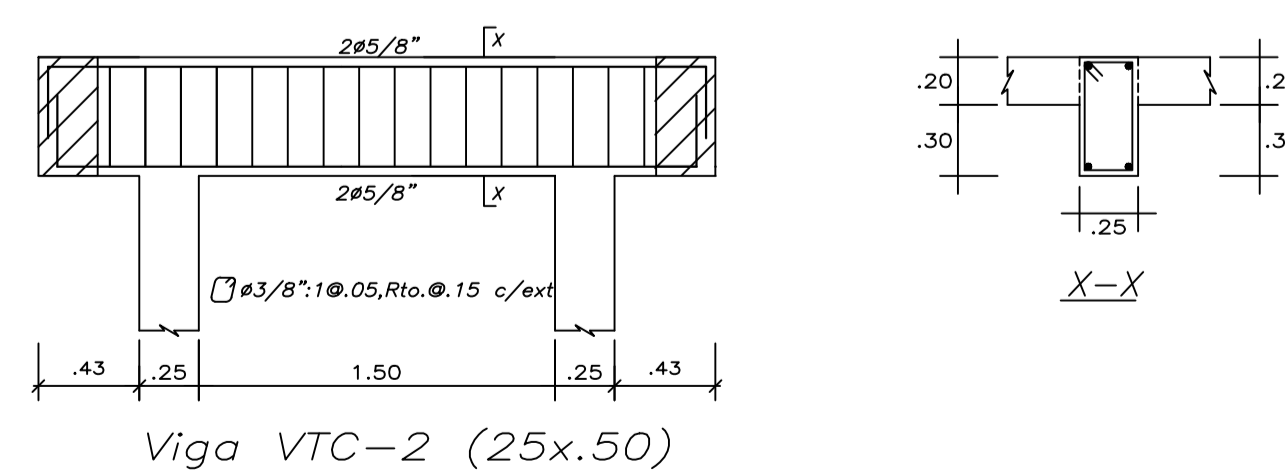
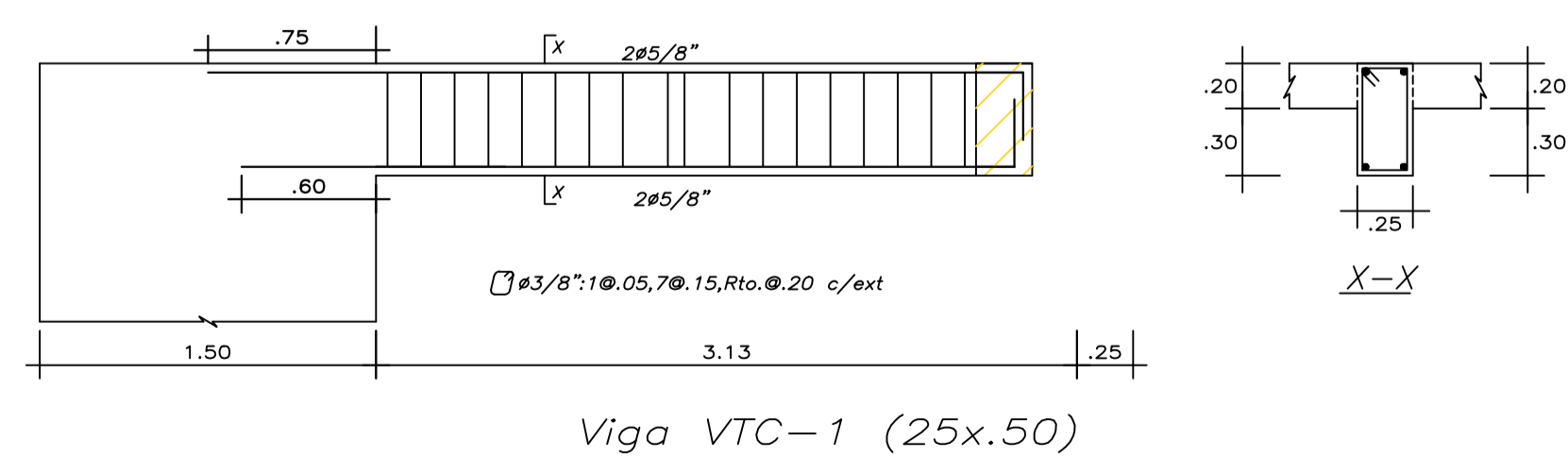
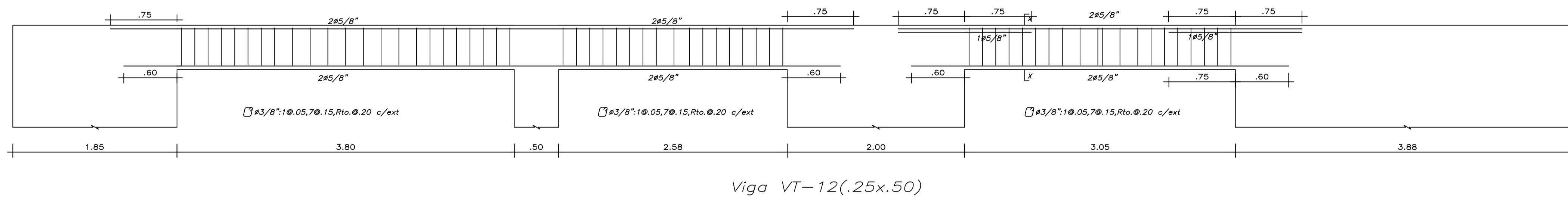
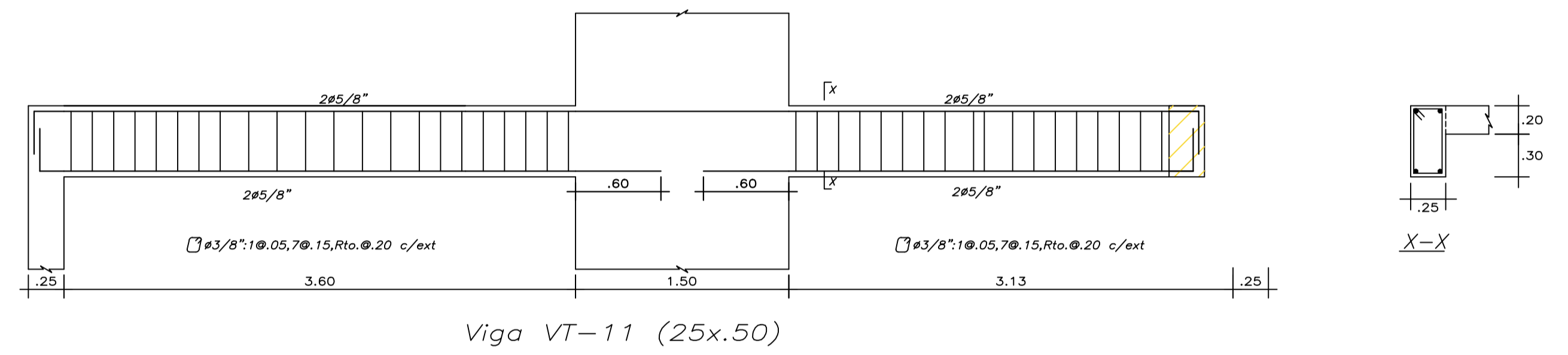
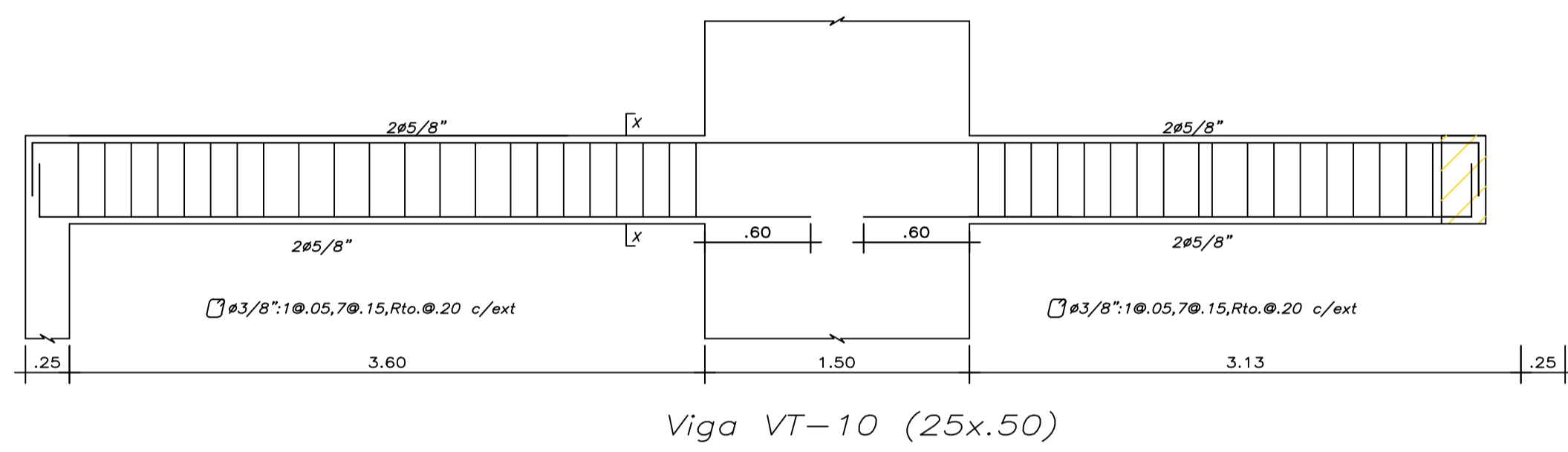
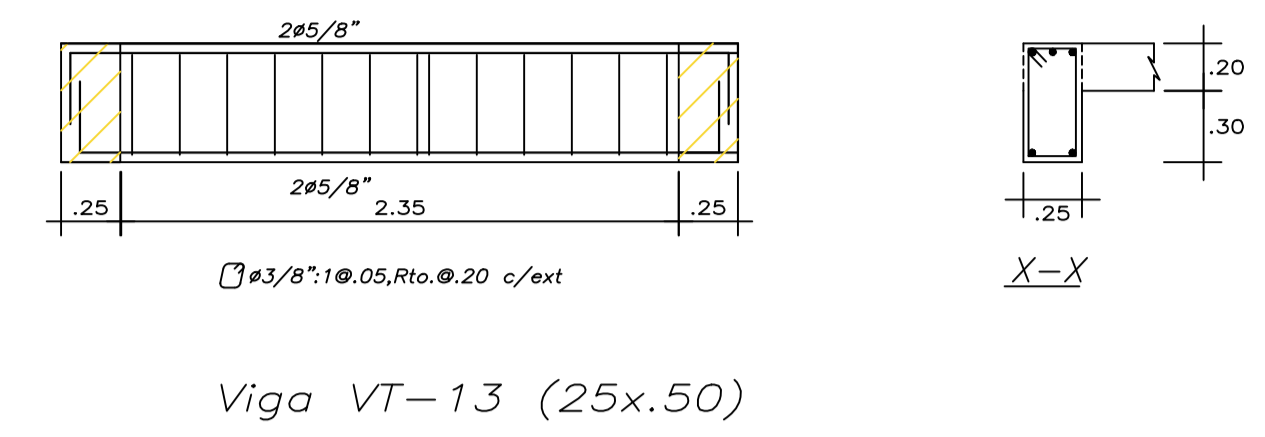
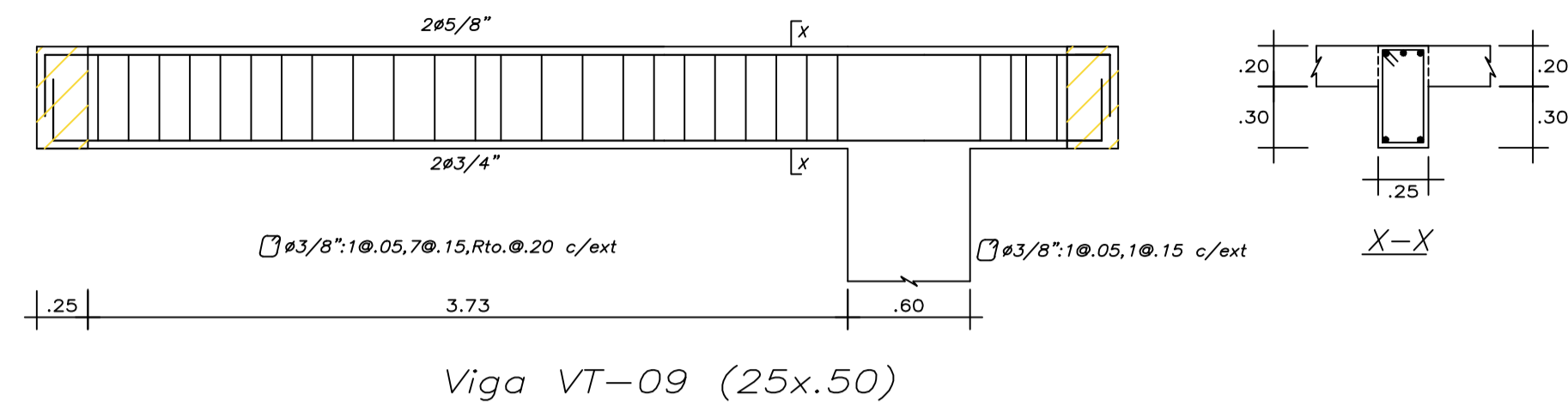
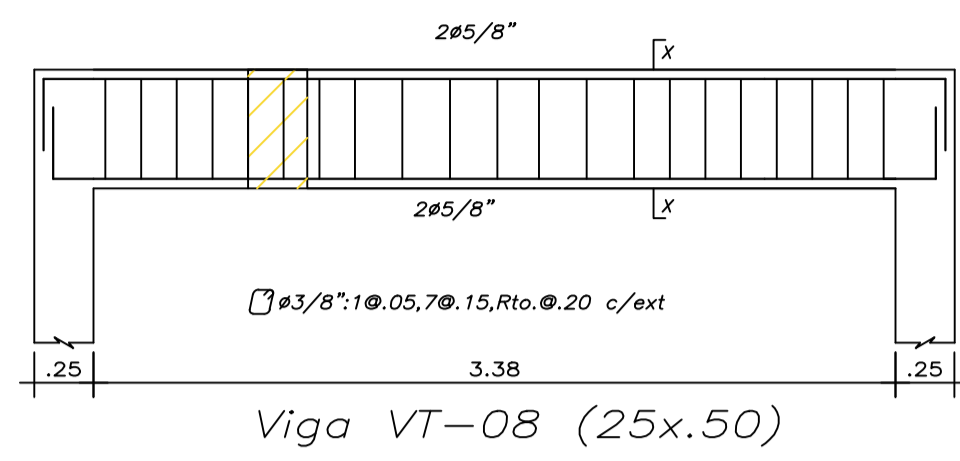
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
PLANO:	PLANO DE VIGAS 2	
DIBUJO:	APP	ESCALA: 1/30
		FECHA: Lima-2021

LÁMINA N°:
E-09



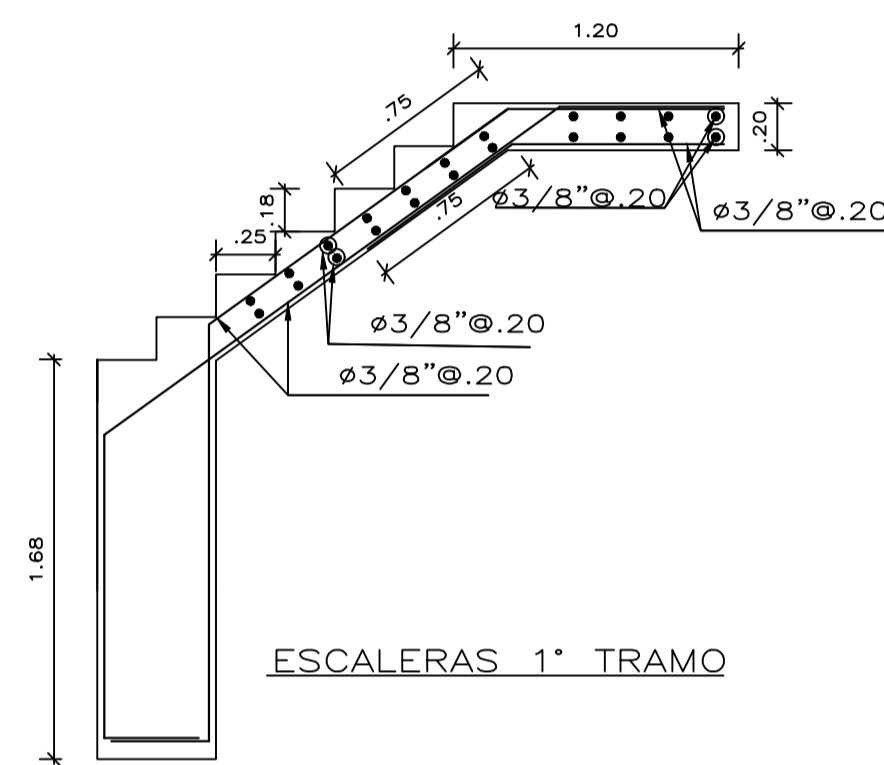
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
PLANO:	PLANO DE VIGAS 3	
DIBUJO:	APP	ESCALA: 1/30
		FECHA: Lima-2021

LÁMINA N°:
[10]

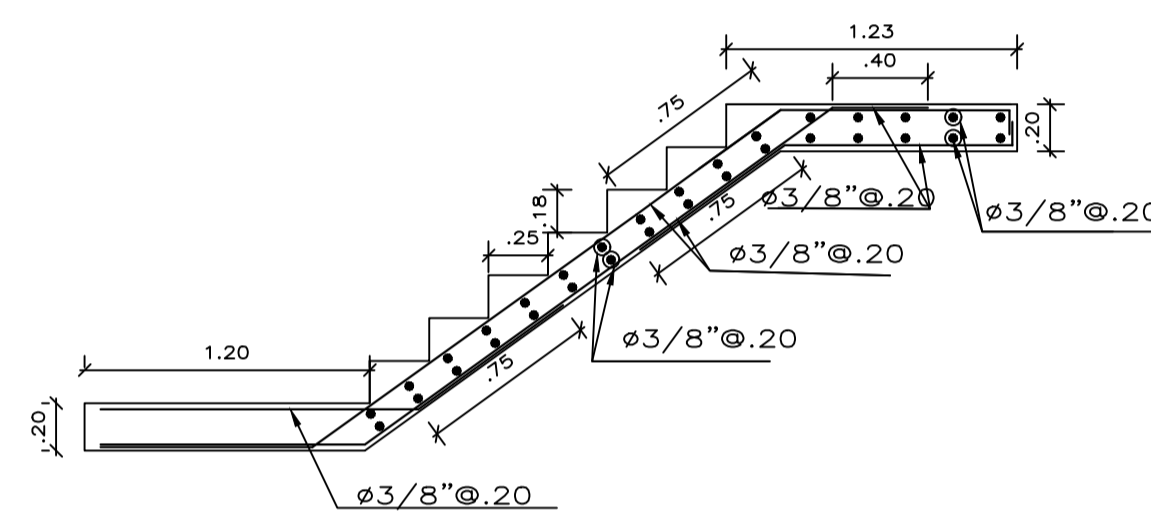


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS	
ALUMNO:	ALEXANDER PUQUIO PALACIOS	
ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
PLANO:	PLANOS DE VIGAS 4	
DIBUJO:	APP	ESCALA: 1/30
		FECHA: Lima-2021

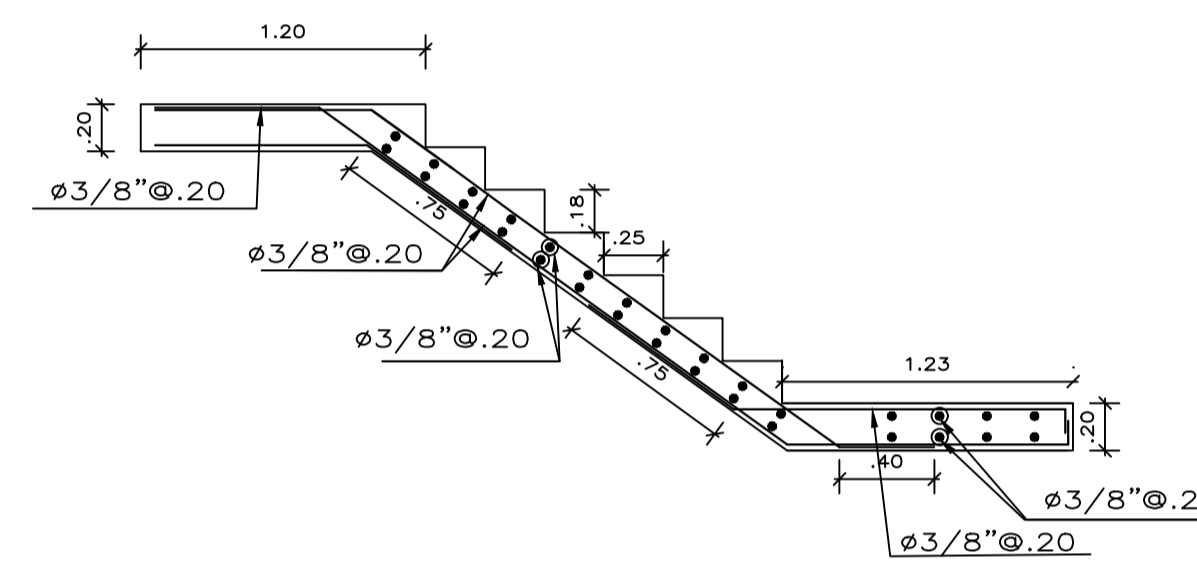
LÁMINA N°:
[- 11]



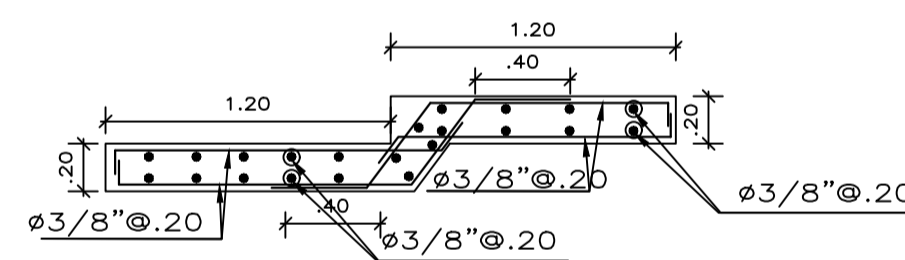
ESCALERAS 1° TRAMO



ESCALERA 4°, 7°, 10° y 13° TRAMO



ESCALERA 3°, 6°, 9°, 12° y 15° TRAMO



ESCALERA 2°, 5°, 8°, 11° y 14° TRAMO

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE 5 PISOS

LÁMINA N°:

ALUMNO: ALEXANDER PUQUIO PALACIOS

E-12

ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG

PLANO: PLANO DE ESCALERAS

DIBUJO: APP

ESCALA: 1/30

FECHA: Lima-2021