

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO

ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Walter Alexandre Mateu Sulca

ASESOR:

Cesar Antonio Huapaya Huapaya

Lima, Enero, 2022

RESUMEN

En el presente trabajo se realizó el análisis estructural y el diseño de un edificio de concreto armado de seis pisos destinado a viviendas multifamiliares. El edificio se encuentra en un terreno de 379.2 m² en el distrito de Lince, donde el tipo de suelo es una grava arenosa cuya capacidad portante es 4 kg/cm². La edificación tiene un área construida de 280.3 m² en cada piso y un área techada total de 1681.8 m². En el primer piso se encuentra la recepción del edificio y la zona de estacionamientos, mientras que en los demás pisos se encuentran los departamentos.

La estructura del edificio consiste de muros de corte, columnas y vigas en ambas direcciones; por lo tanto, se considera un sistema estructural de muros de corte. Por otro lado, el sistema de techado está constituido por losas aligeradas y losa maciza en el hall del ascensor. Respecto a la cimentación, se consideraron cimentaciones superficiales como zapatas aisladas y zapatas conectadas.

En la primera parte, se realizó la estructuración y el predimensionamiento de los elementos estructurales con la finalidad que la estructura tenga un buen comportamiento frente a cargas sísmicas. La segunda parte, consistió en el análisis estructural, el cual se realizó mediante el programa ETABS 2016 tanto para cargas de gravedad como sísmica. Este último análisis se realizó con la finalidad de obtener derivas menores que las derivas permitidas para el concreto armado según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”. En la tercera parte, se realizó el diseño de todos los elementos estructurales mediante el método del Diseño por Resistencia que exige la Norma E.060 “Concreto Armado”. Finalmente, se elaboró los planos estructurales con sus respectivos detalles.



TEMA DE TESIS

PARA OPTAR	: Título profesional de Ingeniero Civil
TEMA	: Diseño estructural de un edificio de concreto armado de 6 pisos en el distrito de Lince
ÁREA	: Estructuras
ASESOR	: Ing. Cesar Huapaya Huapaya
ALUMNO	: Walter Alexandre Mateu Sulca – 20130023
FECHA	: 19/02/2020
MÁXIMO	: 100 páginas

DESCRIPCIÓN Y OBJETIVOS:

Descripción:

El presente proyecto de tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio de 6 pisos destinado a viviendas. El edificio se ubica en la calle Luis Pasteur en el distrito de Lince.

Este proyecto cuenta con un área total de 379 m² y con un área construida de 280.3 m² en cada piso. El suelo sobre el que se cimentará el edificio es una grava densa, la cual según el documento “Zonificación sísmico-geotécnica para siete distritos de Lima Metropolitana” del IGP (Instituto Geofísico del Perú) clasifica como un suelo S1 con capacidad portante de 4 kg/cm².

El sistema estructural de la edificación estará conformado losas aligeradas y macizas, por muros de corte en ambas direcciones y pórticos de concreto armado. Todo el proceso de diseño seguirá los lineamientos, recomendaciones y exigencias del Reglamento nacional de edificaciones (R.N.E.).

Objetivos:

Objetivo general:

Presentar el análisis y diseño estructural de los principales elementos estructurales tales como: losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas, zapatas y vigas de cimentación y otros elementos adicionales.

Objetivos específicos:

- A partir de los planos de Arquitectura estructurar y predimensionar los elementos estructurales que resistirán las cargas de gravedad y las cargas sísmicas.
- Realizar el metrado de cargas de gravedad tomando en cuenta lo estipulado en la norma E.020 Cargas del R.N.E. También, definir los parámetros que se considerarán en el análisis sísmico según lo establecido en la norma E.030. Diseño Sismorresistente.
- Realizar el análisis estructural de los principales elementos estructurales del edificio, tanto para cargas sísmicas como para cargas de gravedad.
- Diseñar los elementos estructurales que conforman el edificio: losas, vigas, columnas, placas, cimentación, y otros. Se utilizará lo especificado en la norma E.060. Concreto Armado y la norma E.070 Albañilería si fuera necesario. Para la cimentación se seguirá con lo establecido en la norma E.050 Cimentaciones.
- Elaborar los planos estructurales especificando los detalles de armado del refuerzo de acero de todos los elementos del proyecto, listos para su construcción en obra.



César Huapaya



Dedicatoria

*A mis queridos padres por el cariño
y la comprensión que me brindaron
durante la realización del trabajo
de tesis.*

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Características principales de la edificación.	1
1.2. Objetivos	4
1.3. Normas empleadas	4
1.4. Método de diseño	5
1.5. Propiedades de los materiales	5
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN	7
CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO	9
3.1. Predimensionamiento de losas aligeradas	9
3.2. Predimensionamiento de vigas.....	9
3.3. Predimensionamiento de columnas.....	10
3.4. Predimensionamiento de muros de corte	11
CAPÍTULO 4: CARGAS DE GRAVEDAD	13
4.1. Modelo estructural.....	14
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO.....	15
5.1. Parámetros sísmicos de la edificación.....	15
5.1.1. Factor de zona (Z)	15
5.1.2. Condiciones geotécnicas (S, T _p y T _L).....	16

5.1.3.	Factor de amplificación sísmica (C).....	16
5.1.4.	Factor de uso (U).....	16
5.1.5.	Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R).....	16
5.2.	Modelo estructural.....	17
5.3.	Espectro de diseño.....	17
5.4.	Peso sísmico.....	18
5.5.	Centro de masa y centro de rigidez.....	19
5.6.	Periodo fundamental y modos de vibración.....	20
5.7.	Análisis de las irregularidades en planta y altura.....	22
5.7.1.	Irregularidades estructurales en altura.....	22
5.7.2.	Irregularidades estructurales en planta.....	23
5.7.3.	Irregularidad de Rigidez- Piso Blando.....	24
5.7.4.	Irregularidad torsional.....	25
5.8.	Análisis del coeficiente de reducción R.....	26
5.9.	Control de derivas de entrepiso.....	26
5.10.	Cortante en la base.....	27
5.10.1.	Cortante en la base mediante análisis dinámico.....	27
5.10.2.	Cortante en la base mediante análisis estático.....	28
5.11.	Escalamiento de fuerza sísmica para diseño.....	29
5.12.	Junta de separación sísmica.....	29

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	31
6.1. Metrado de carga.....	31
6.2. Análisis estructural para cargas de gravedad	32
6.3. Diseño por flexión.....	34
6.4. Diseño por corte	35
6.5. Longitud de corte de vigueta.....	36
6.6. Control de la fisuración.....	37
6.7. Control de deflexiones	37
6.8. Diseño final	40
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS	42
7.1. Metrado de cargas de gravedad.....	42
7.2. Análisis por cargas de gravedad y sismo	43
7.3. Diseño por flexión.....	47
7.4. Diseño por corte	49
7.5. Corte de varillas de acero.....	51
7.6. Disposiciones especiales para el diseño sísmico.....	52
7.7. Control de fisuración.....	53
7.8. Control de deflexiones	53
7.9. Diseño final	56

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS.....	57
8.1. Medrado de cargas	57
8.2. Análisis estructural.....	57
8.3. Diseño por flexo compresión	59
8.4. Diseño por corte	62
8.5. Diseño final	64
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS.....	66
9.1. Medrado de carga.....	66
9.2. Análisis estructural.....	66
9.3. Diseño por flexo compresión	68
9.3.1. Elementos de borde	69
9.3.2. Diagrama de interacción.....	71
9.4. Diseño por corte	71
9.5. Diseño final	73
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES	75
10.1. Características del suelo de la cimentación.....	75
10.2. Zapata aislada.....	75
10.2.1. Dimensionamiento de la zapata.....	75
10.2.2. Esfuerzo ultimo	77
10.2.3. Diseño por corte	78

10.2.4. Diseño por punzonamiento.....	79
10.2.5. Diseño por flexión.....	79
10.2.6. Diseño final.....	80
10.3. Zapata conectada.....	81
10.3.1. Dimensionamiento de la zapata.....	82
10.3.2. Diseño de la zapata conectada.....	83
10.4. Viga de cimentación.....	87
10.4.1. Análisis estructural.....	87
10.4.2. Diseño por flexión.....	90
10.4.3. Diseño por corte.....	90
10.4.4. Diseño final.....	90
CAPÍTULO 11: CONCLUSIONES.....	93
CAPÍTULO 12: BIBLIOGRAFÍA.....	94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pesos sísmicos del edificio en cada nivel	19
Tabla 2. Posición del centro de masa y centro de rigidez	19
Tabla 3. Valores parciales del análisis estático en la dirección X.....	20
Tabla 4. Valores parciales del análisis estático en la dirección Y.....	21
Tabla 5. Modos predominantes del análisis sísmico	21
Tabla 6. Rigidez lateral en la dirección X	24
Tabla 7. Rigidez lateral en la dirección Y	24
Tabla 8. Análisis de irregularidad torsional en la dirección X	25
Tabla 9. Análisis de irregularidad torsional en la dirección Y	25
Tabla 10. Porcentaje del cortante basal aplicado en muros estructurales.....	26
Tabla 11. Derivas inelásticas en la dirección X	27
Tabla 12. Derivas inelásticas en la dirección Y	27
Tabla 13. Fuerzas cortantes de entrepiso mediante análisis dinámico	28
Tabla 14. Factor de amplificación sísmica	29
Tabla 15. Metrado de carga de vigueta	31
Tabla 16. Acero mínimo y máximo de aligerado	34
Tabla 17. Diseño por flexión positiva en vigueta.....	34
Tabla 18. Diseño por flexión negativa en vigueta.....	34
Tabla 19. Diseño por corte en vigueta.....	35

Tabla 20. Metrado de carga de gravedad de la viga VT-06	43
Tabla 21. Envolvente de momentos flectores de la viga VT-06	46
Tabla 22. Envolvente fuerza cortante de la viga VT-06.....	47
Tabla 23. Diseño por flexión de la viga VT-06.....	48
Tabla 24. Diseño por capacidad de la viga VT-06	50
Tabla 25. Metrado de carga de columna C-02	57
Tabla 26. Fuerzas internas de la columna C-02	58
Tabla 27. Combinación de cargas en el primer piso de columna C-02.....	59
Tabla 28. Fuerzas cortantes amplificadas por 2.5 veces las fuerzas de sismo	63
Tabla 29. Diseño por corte en la columna C-2.....	64
Tabla 30. Metrado de carga de la placa PL-04.....	66
Tabla 31. Fuerzas internas de la placa PL-04.....	67
Tabla 32. Combinación de fuerzas en el primer de la placa PL-04.....	68
Tabla 33. Propiedades geométricas de la placa PL-04	69
Tabla 34. Fuerzas y momentos bajo cargas de servicio en la zapata Z-03.....	76
Tabla 35. Esfuerzos aplicados al suelo por la zapata Z-03.....	77
Tabla 36. Esfuerzos últimos en la zapata Z-03.....	77
Tabla 37. Fuerzas y momentos bajo cargas de servicio en la zapata exterior Z-07	82
Tabla 38. Esfuerzos aplicados al suelo por la zapata Z-07.....	82
Tabla 39. Diseño por flexión de la zapata Z-07	86

Tabla 40. Diseño por flexión de las vigas de cimentación VC-03 y VC-05 90

Tabla 41. Diseño por corte de las vigas de cimentación 90



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Distribución del estacionamiento en el primer piso.....	2
Figura 2. Distribución de los ambientes en el piso típico.....	3
Figura 3. Estructuración del edificio	8
Figura 4. Transmisión de las cargas verticales	14
Figura 5. Modelo estructural del edificio	15
Figura 6. Espectro de pseudo-aceleraciones.....	18
Figura 7. Ubicación del aligerado a diseñar	31
Figura 8. Modelo estructural de vigueta.....	32
Figura 9. Diagrama de momento flector por cargas muertas en ton.m	32
Figura 10. Diagrama de momento flector por cargas vivas en ton.m.....	33
Figura 11. Diagrama de momento flector último en ton.m	33
Figura 12. Diagrama de fuerza cortante último en ton	33
Figura 13. Diagrama de Fuerza Cortante de vigueta.....	36
Figura 14. Posición del eje neutro en la vigueta.....	38
Figura 15. Refuerzo de losas aligeradas	41
Figura 16. Ubicación de la viga a diseñar	42
Figura 17. Modelo estructural de la viga VT-06	44
Figura 18. Diagrama de momentos flectores por CM en ton.m de la viga VT-06.....	44
Figura 19. Diagrama de momentos flectores por CV en ton.m de la viga VT-06.....	44

Figura 20. Diagrama de momentos flectores por sismo X en ton.m de la viga VT-06.....	45
Figura 21. Diagrama de momentos flectores por sismo Y en ton.m de la viga VT-06.....	45
Figura 22. Diagrama de fuerza cortante por CM en ton de la viga VT-06.....	45
Figura 23. Diagrama de fuerza cortante por CV en ton de la viga VT-06	45
Figura 24. Diagrama de fuerza cortante por sismo X en ton de la viga VT-06.....	46
Figura 25. Diagrama de fuerza cortante por sismo Y en ton de la viga VT-06.....	46
Figura 26. Corte de bastones negativos.....	52
Figura 27. Posición del eje neutro en la viga.....	54
Figura 28. Diseño final de la viga VT-06.....	56
Figura 29. Ejes locales de la columna C-02	58
Figura 30. Diagrama de interacción M3-3 con fuerzas para sismo X.....	60
Figura 31. Diagrama de interacción M3-3 con fuerzas para sismo Y	60
Figura 32. Diagrama de interacción M2-2 con fuerzas para sismo X.....	61
Figura 33. Diagrama de interacción M2-2 con fuerzas para sismo Y	61
Figura 34. Diseño final de la columna C-02.....	65
Figura 35. Ejes locales de la placa PL-04.....	67
Figura 36. Diagrama de interacción M3-3 con fuerzas para sismo Y	71
Figura 37. Diseño final de la placa PL-04.....	74
Figura 38. Ejes locales de la zapata Z-03	76
Figura 39. Sección crítica debido al corte	78

Figura 40. Sección crítica debido al punzonamiento.....	79
Figura 41. Diseño final de la zapata Z-03	81
Figura 42. Zapatas conectadas con sus ejes locales	81
Figura 43. Sección crítica debido al corte en la zapata Z-07.....	83
Figura 44. Sección crítica debido al punzonamiento en la zapata Z-07	84
Figura 45. Momentos M11 de la zapata Z-07 en ton-m.....	85
Figura 46. Momentos M22 de la zapata Z-07 en ton-m.....	85
Figura 47. Diseño final de la zapata conectada	87
Figura 48. Modelo estructural en metros de las zapatas conectadas Z-06 y Z-07.....	88
Figura 49. Modelo estructural en metros de las zapatas conectadas Z-07 y Z-08.....	88
Figura 50. Diagrama de momento flector (DMF) en ton.m de la viga VC-03.....	89
Figura 51. Diagrama de fuerza cortante (DFC) en ton de la viga VC-03	89
Figura 52. Diagrama de momento flector (DMF) en ton.m de la viga VC-05.....	89
Figura 53. Diagrama de fuerza cortante (DFC) en ton de la viga VC-05	89
Figura 54. Diseño final de la viga de cimentación VC-03	91
Figura 55. Diseño final de la viga de cimentación VC-05	92

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1. Características principales de la edificación.

El proyecto consiste en una edificación de concreto armado de seis pisos destinado a departamentos familiares. La forma del terreno es rectangular con un área de total de 379.2 m² cuyas dimensiones son 12 m en la parte frontal y posterior, y los laterales tienen 31.6 m. Además, el edificio tendrá un área construida de 280.3 m² en cada piso, con lo cual se tendrá un total de área construida igual a 1681.8 m². El presente lote se encuentra en el Jr. Manco Segundo entre las calles Luis Pasteur y Av. General Trinidad Moran en el distrito de Lince, donde se tiene una grava arenosa; por lo tanto, la resistencia del suelo se asumió como 4 kg/cm².

En el primer piso, se tiene el hall de ingreso que incluye la recepción, la entrada al ascensor y las escaleras hacia los pisos superiores. Además, se cuenta con la zona de estacionamientos con un número de 11 estacionamientos distribuidos en la parte frontal y posterior del edificio. Del segundo al sexto piso, se tendrá pisos típicos; en los cuales habrá dos departamentos por piso. En cada departamento se contará con un dormitorio principal, un dormitorio secundario y con los ambientes comunes como: la cocina, la sala-comedor, el patio de servicio y sala de estudio; por otro lado, en la sala se tendrá un balcón con vista hacia el jirón Manco Segundo. Se elaboró las siguientes figuras.

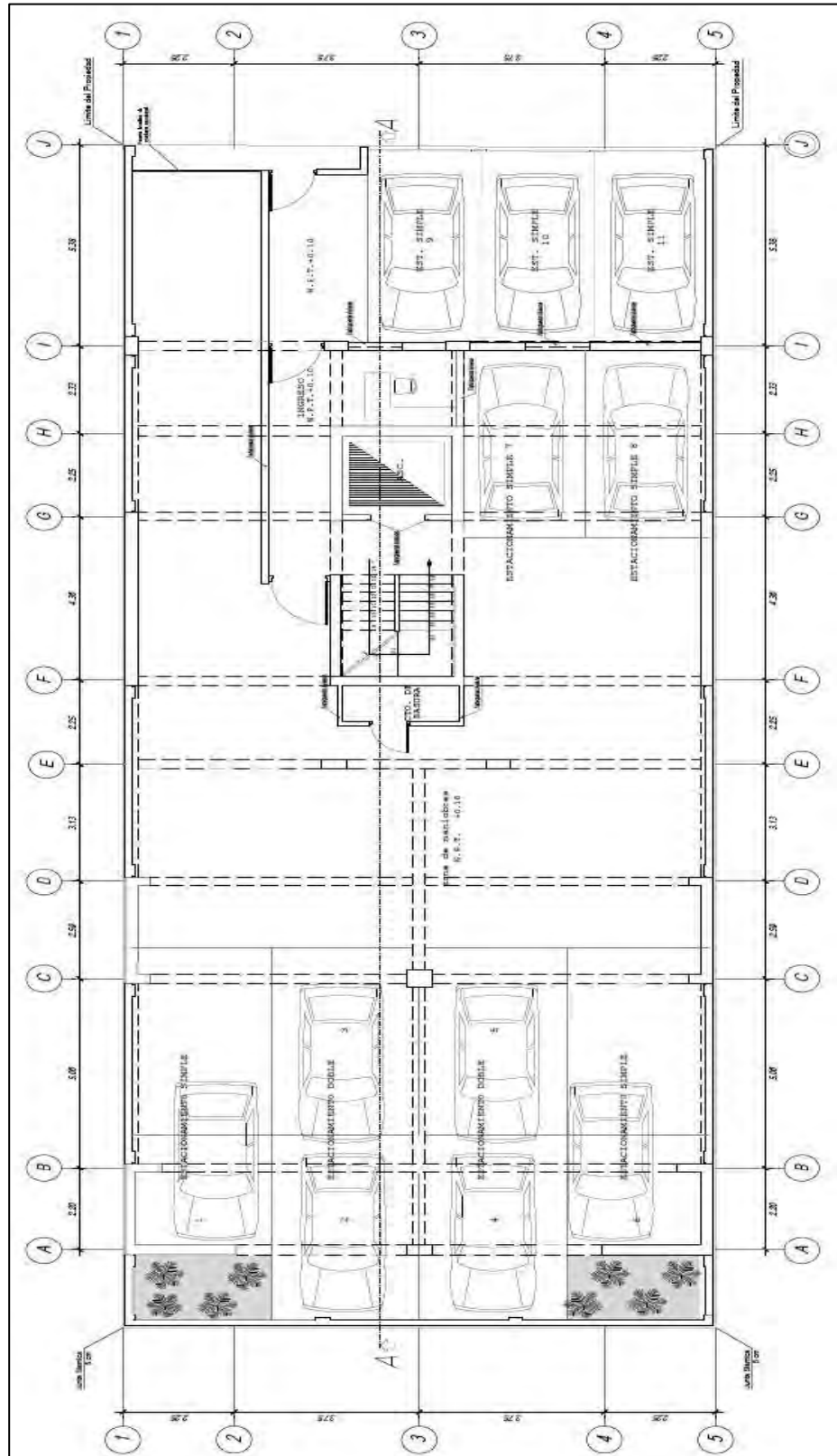


Figura 1. Distribución del estacionamiento en el primer piso

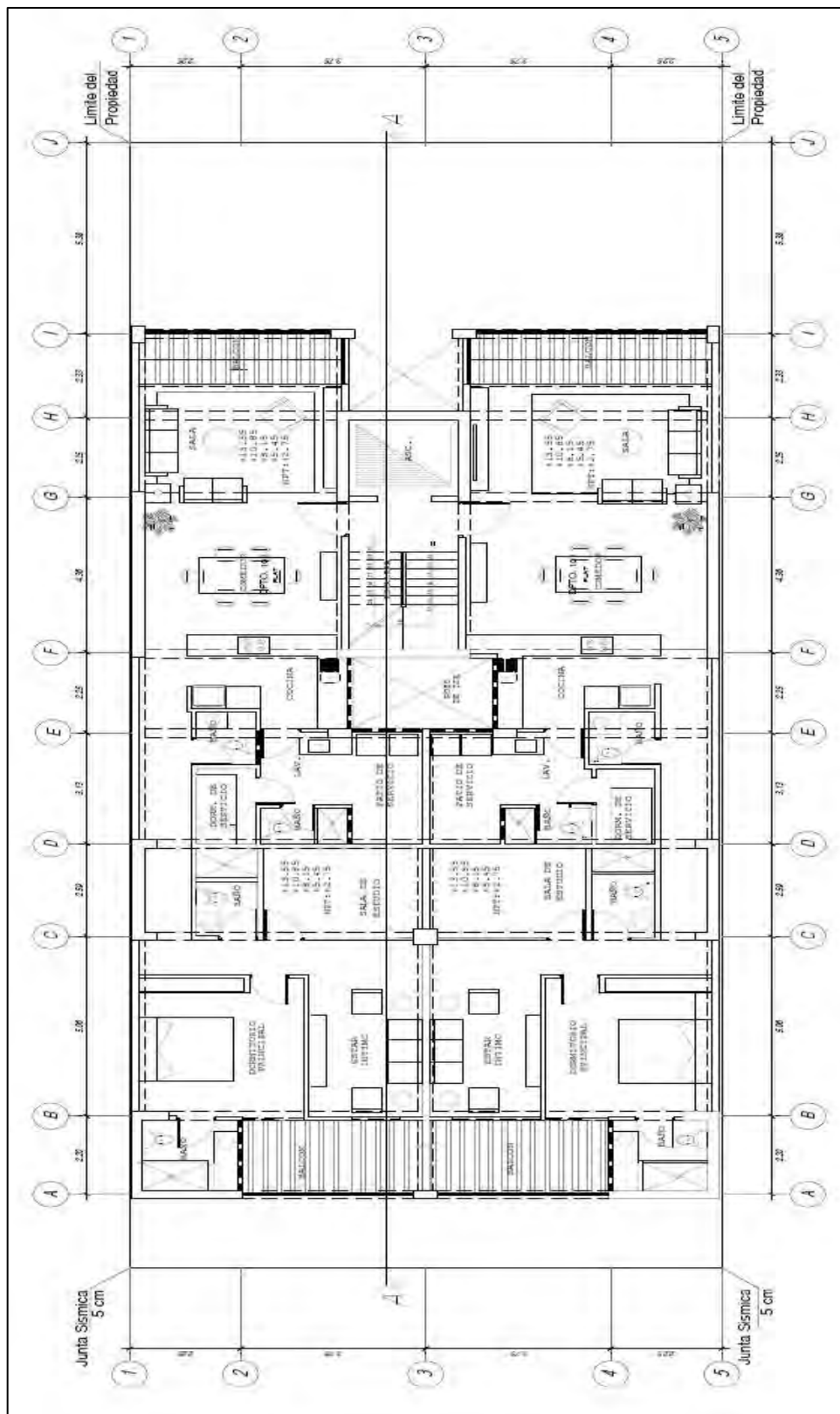


Figura 2. Distribución de los ambientes en el piso típico

1.2. Objetivos

El presente trabajo de tesis tiene por objetivo principal: realizar el análisis estructural y diseño de los principales elementos estructurales tales como: losas aligeradas, vigas, columnas, placas, zapatas y vigas de cimentación. Entre los objetivos específicos se tiene:

- Realizar la estructuración y el predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Realizar el metrado de carga.
- Desarrollar el análisis por cargas de gravedad.
- Desarrollar el análisis sísmico.
- Diseñar los elementos estructurales.
- Realizar los planos estructurales para su construcción en obra.

1.3. Normas empleadas

Las normas empleadas para el desarrollo del proyecto en la presente tesis fueron las siguientes:

- Norma E.020 Cargas, el cual determinó las cargas que se emplearon para el análisis y diseño.
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente, el cual estableció las condiciones mínimas que tendrá la edificación frente a sollicitaciones sísmicas.
- Norma E.060 Concreto Armado, el cual fijó los requisitos para el diseño de los elementos estructurales.

1.4. Método de diseño

Según el Diseño por Resistencia se debe garantizar una resistencia adecuada en los elementos estructurales, para lo cual se amplificó las cargas y se empleó factores de reducción de resistencia (ϕ). A continuación, se muestra las combinaciones de cargas:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25CM + 1.25CV \pm CS$
- $U = 0.9CM \pm CS$

Asimismo, los factores de reducción empleados, dependiendo de la sollicitación, son los siguientes:

- Flexión sin carga axial $\phi = 0.9$
- Cortante $\phi = 0.85$
- Compresión y flexo compresión $\phi = 0.70$

Por otro lado, se verificó que los elementos horizontales diseñados no excedan los Estados Límites de Servicio tales como la fisuración y deflexiones.

1.5. Propiedades de los materiales

El material empleado en el diseño del edificio es el concreto armado, cuyo componentes y propiedades se mencionan en las siguientes líneas.

- Concreto: material compuesto por agregados, agua y material cementante (cemento tipo Portland). Las propiedades de este material son:

- Resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de elasticidad $E_c = 15\,000\sqrt{210} = 2.17 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de Poisson $\mu = 0.15$
- Varillas de refuerzo: son barras de sección circular de acero corrugado ASTM A615 grado

60. Las propiedades de este material son:

- Esfuerzo de fluencia $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$



CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN

La estructuración, como primera etapa de un proyecto de diseño, consiste en la ubicación de los diferentes elementos estructurales de acuerdo con los planos de arquitectura. El proceso de estructuración debe ser lo más simple posible, con la finalidad de que el modelo de la edificación en el análisis sísmico sea lo más parecido a la estructura real (Blanco, 1997). Para la realización de la estructuración se tuvo en cuenta las siguientes características: simetría, diafragma rígido, ductilidad y rigidez lateral. Por lo tanto, con estas características mencionadas se puede asegurar un comportamiento apropiado del edificio frente a los eventos sísmicos.

Para la estructuración de los techos se escogió el sistema de losas aligeradas convencionales, que fueron armadas en la dirección del menor lado de los paños. Asimismo, se usó losa maciza en los pisos frente al ascensor. Las vigas fueron colocadas principalmente en los ejes de la edificación, además estas son peraltadas debido a que presentan mejor comportamiento frente a las cargas sísmicas.

Respecto a los elementos verticales, la ubicación en planta de los muros de corte fue lo más simétrico respecto al centro de masa, con el objetivo de evitar efectos de torsión. Por esta razón, se colocó las placas en los bordes de la edificación y en el interior; especialmente se consideró la caja del ascensor como una placa. Por otro lado, las columnas serán internas, aunque se dispondrá de algunas columnas en el perímetro de la edificación. Se elaboró la siguiente figura que muestra la estructuración del edificio.

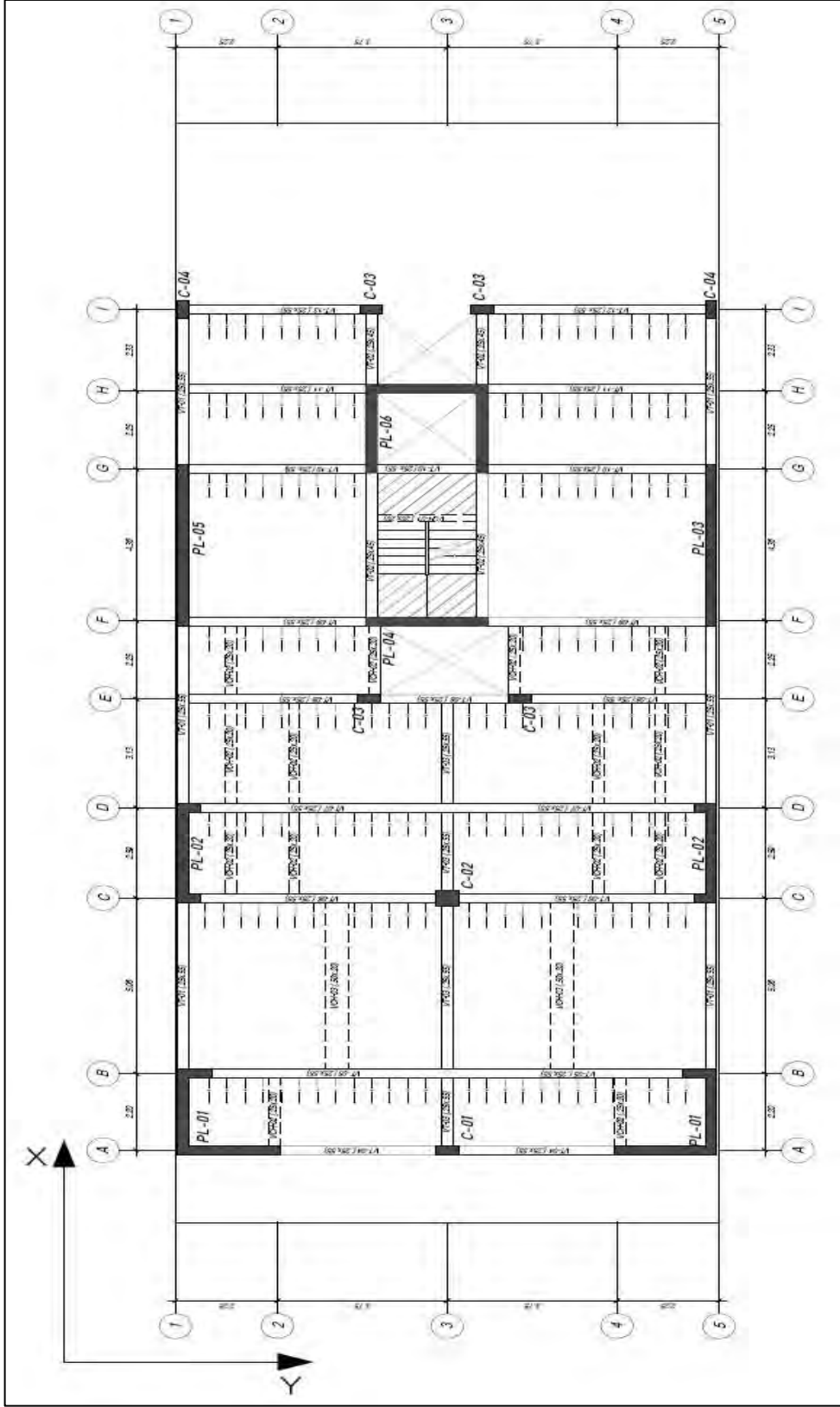


Figura 3. Estructuración del edificio

CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO

Con la estructuración finalizada se procedió con el predimensionamiento de los principales elementos estructurales. Este proceso consistió en estimar las dimensiones de los elementos que conforman el casco del edificio, con el propósito de tener una primera idea sobre el proyecto que se está desarrollando. Estas posibles dimensiones serán verificadas mediante el análisis sísmico; por lo tanto, estas dimensiones podrán cambiar con la finalidad de cumplir los requerimientos de la Norma E.030. Cabe mencionar que el predimensionamiento se basó en el libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” del Ing. Antonio Blanco Blasco.

3.1. Predimensionamiento de losas aligeradas

Las losas de los techos son aligerados convencionales. El peralte (h) escogido para las viguetas será de acuerdo a la máxima luz de los paños.

- $h = 17 \text{ cm}$ Luces menores o iguales a 4 m
- $h = 20 \text{ cm}$ Luces menores o iguales a 5.5 m
- $h = 30 \text{ cm}$ Luces menores o iguales a 6.5 m

De los planos de encofrado de techos, la luz libre máxima es 4.8 m para las viguetas entre los ejes B y C; por lo tanto, el espesor escogido fue de 20 cm.

3.2. Predimensionamiento de vigas

La altura de las vigas peraltadas puede considerarse como un valor intermedio entre 1/10 a 1/12 de su luz libre. Se trabajó con la viga más larga que se encuentra en el eje 3 entre los ejes A y C, cuya luz es 6.9 metros y simplemente apoyada en sus extremos; por lo tanto, el peralte

sugerido será 55 cm. Respecto al ancho se escogió 25 cm, ya que este valor es el mínimo para el caso de vigas que formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes. Por un tema de simplicidad y uniformidad se optó en la mayoría de vigas secciones de 25x55 cm, excepto la viga del eje H con una sección de 25 x 35 cm y las que están entre los ejes F – I y 2-4 cuyas secciones son 25 x 45 cm.

3.3. Predimensionamiento de columnas

Debido a que en la estructuración se tuvo una considerada cantidad de placas, las columnas estarán sometidas a compresión. Para estos casos el predimensionamiento se realizó con la siguiente fórmula:

$$\text{Área de columna} = \frac{P}{0.45 \times f'c}$$

Donde P es la carga de servicio. Se realizó el predimensionamiento de la columna ubicado en la intersección de los ejes C y 3 de acuerdo a la fórmula presentada. Se halló el área tributaria de esta columna lo cual es 34.8 m²; respecto a la carga en servicio esta se calculó como:

$$P = \text{Área tributaria} \times \#\text{pisos} \times 1\text{tn/m}^2.$$

$$P = 34.8 \times 6 \times 1 = 208.8 \text{ tn}$$

Cabe precisar que el valor de 1ton/m² es un valor aproximado para hallar la carga en servicio, este valor se verificará más adelante.

$$A = \frac{208.8 \times 1000}{0.45 \times 210} = 2\,209.5 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la sección de la columna fue de 45 x 50 cm, cuya área es 2250 cm² con lo que se cumple con el área mínima para la sección de una columna en compresión.

3.4. Predimensionamiento de muros de corte

La Norma E.060 brinda espesores mínimos para los muros según su tipo; para los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor que 20 cm. Por lo tanto, el espesor escogido para las placas del proyecto es 25 cm. A continuación, se muestra un ejemplo del predimensionamiento en la dirección X según la figura 3; ya que en esa dirección se tiene menor longitud de placas. Se muestra los parámetros sísmicos asumidos:

- $z = 0.45$
- $U = 1.0$
- $C = 2.5$
- $S = 1.0$
- $R = 6$

Se calculó la cortante basal con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P = 18.7\%P$$

Para el peso del edificio se asumió 1 ton/m² y teniendo un área construida total de 1681.8 m²; por lo tanto, se tendrá:

$$\text{Peso total} = 1\ 681 \text{ ton}$$

$$V = 314 \text{ ton}$$

La cortante basal será resistida por las placas; por lo tanto, el aporte del concreto y del acero se hallaron con las siguientes fórmulas:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 0.8L = 130.56 L$$

$$\phi V_s = 0.85 \times A_{cw} \times ph \times f_y$$

$$\phi V_s = 0.85 \times (L \times 25) \times 0.002 \times 4200 = 178.5 L$$

Donde ph es la cuantía horizontal de acero, cuyo valor se asumió el mínimo $ph = 0.002$.

Luego, se aplica el diseño por resistencia al corte con la fórmula:

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$314 \times 1000 = 130.56L + 178.5L$$

$$L = 1\,015 \text{ cm} \approx 10 \text{ m}$$

De la estructuración, se obtiene una longitud de placa de 10.5 m con lo que se cumple el predimensionamiento de placas en la dirección X, según la figura 3. Mientras que en la dirección Y se tiene una longitud holgada de 25 m de placas. Estas longitudes serán verificadas en el análisis sísmico.

CAPÍTULO 4: CARGAS DE GRAVEDAD

De acuerdo con los planos de arquitectura, se identificó los diferentes espacios en las plantas; por ende, se asignó las cargas de gravedad a las que estará sometida la estructura del edificio. Asimismo, se logrará conocer las fuerzas internas de servicio que actúan en los elementos estructurales a diseñar, así como las deformaciones en las losas aligeradas y vigas.

Según la Norma E.020 se tienen los siguientes tipos de carga:

- Carga Muerta (CM): las cargas consideradas son el peso propio de las estructuras, además se incluye el peso de los acabados, los tabiques u otros elementos soportados por la estructura.
- Carga Viva (CV): dentro de esta categoría se tiene el peso de los ocupantes, los muebles, equipos removibles, etc.

Adicionalmente, la norma mencionada brinda una serie de pesos unitarios para la carga muerta, los cuales se emplearon para el proyecto:

- Unidades de albañilería de arcilla cocida huecas: 1.35 ton/m^3
- Concreto armado: 2.4 ton/m^3
- Losas aligeradas de 20 cm: 0.3 ton/m^2

Además, como se tiene los ambientes típicos de una vivienda tipo departamento, por ejemplo: dormitorios, cocina, lavandería, comedor, etc.; la sobrecarga repartida en todos los ambientes fue de 0.2 ton/m^2 .

4.1. Modelo estructural

Por otro lado, para el análisis de cargas de gravedad es importante realizar un modelo estructural, lo cual permite conocer la trayectoria de las cargas en los principales elementos estructurales. La siguiente figura ilustra la idea mencionada.

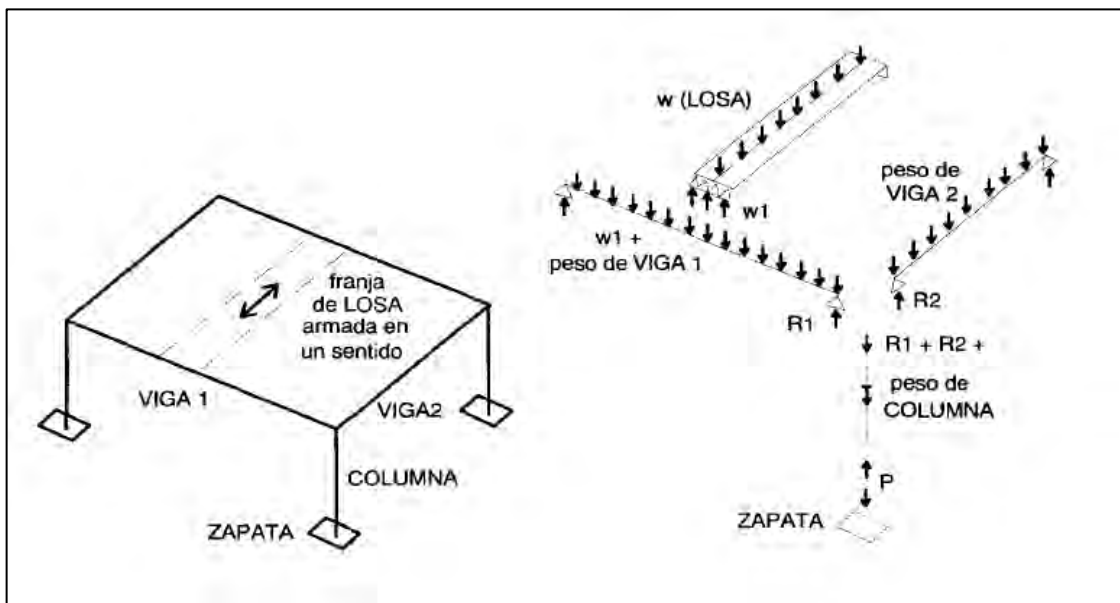


Figura 4. Transmisión de las cargas verticales

Tomado de "Análisis de edificios", por Ángel San Bartolomé (Lima), 1998.

Se realizó el modelo estructural idealizando las losas aligeradas, vigas y columnas como elementos unidimensionales. Para el caso de viguetas, se idealizaron como barras con apoyos simples en sus extremos, estos apoyos representan las vigas. Para el caso de las vigas, columnas y placas se idealizaron como pórticos planos. El análisis por cargas de gravedad y sus resultados en los elementos estructurales como viguetas, vigas, columnas y placas se detallará en los próximos capítulos.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico del edificio consiste en determinar las posibles respuestas que se presentaran debido a las fuerzas de inercia durante los eventos sísmicos. Con la estructuración y el predimensionamiento finalizado, el análisis sísmico se realizó de acuerdo con la Norma E.030 del 2018; que establece requisitos mínimos de resistencia, ductilidad y rigidez frente a sismos severos. Se empleo el programa ETABS 2016 y se realizó un análisis estático y dinámico modal espectral. Se elaboró la siguiente figura que muestra el modelo del edificio en una vista 3D.

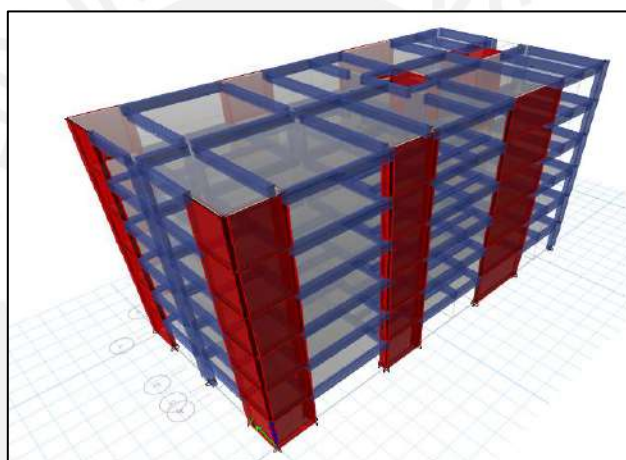


Figura 5. Modelo estructural del edificio

5.1. Parámetros sísmicos de la edificación

5.1.1. Factor de zona (Z)

Como la edificación se encuentra en la ciudad de Lima, le corresponde la zona 4 en la zonificación sísmica; por lo tanto, el parámetro “Z” es igual 0.45

5.1.2. Condiciones geotécnicas (S, T_p y T_L)

Ya que el terreno está ubicado en el distrito de Lince, se asume por diversos estudios de mecánica de suelos que el perfil del suelo corresponde a un tipo S1: suelo muy rígidos; ya que el suelo debajo de la edificación es una grava arenosa. Por la tanto, los parámetros de sitio serán el factor de suelo “S” que para la zona 4 le corresponde un valor de 1 y los periodos T_p y T_L serán 0.4 y 2.5 respectivamente.

5.1.3. Factor de amplificación sísmica (C)

El factor de amplificación sísmica tendrá un valor que dependerá del periodo fundamental de vibración T y los parámetros T_p y T_L , que ya fueron reemplazados, de acuerdo a las siguientes condiciones:

- $T < 0.4$ $C = 2.5$
- $0.4 < T < 2.5$ $C = 1/T$
- $T > T_L$ $C = 2.5/T^2$

5.1.4. Factor de uso (U)

Como el edificio está destinado como departamentos multifamiliares se tendrá un factor de uso “U” igual a 1 que corresponde a edificaciones comunes.

5.1.5. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)

De acuerdo a la estructuración del edificio, se asumió un sistema de muros de corte con un coeficiente básico de reducción R_0 igual a 6; más adelante se verificará este valor en el acápite 5.8.

Respecto al coeficiente de reducción R , se calcula como el producto de R_0 y los factores de irregularidades (I_a e I_p).

5.2. Modelo estructural

Para el análisis sísmico se empleó el programa ETABS 2016, donde se modeló el edificio definiendo elementos tipo “losa” para las losas aligeradas, ya que no tendrán rigidez fuera de su plano; además se les asignó un diafragma rígido en cada nivel. Mientras que las vigas y las columnas fueron modelados como elementos tipo “barra”, donde se asumió que ambos elementos no resistirán esfuerzos de torsión. Por otro lado, las placas fueron modelados como elementos “muro” los cuales presentan rigidez en su plano. Es preciso mencionar, que el modelo matemático se basó en la estructuración y predimensionamiento de cada elemento, además se asignó las cargas vivas y muertas que se explicó en el capítulo 4.

5.3. Espectro de diseño

Con los parámetros sísmicos, se definió el espectro de pseudo-aceleraciones mediante la siguiente fórmula:

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

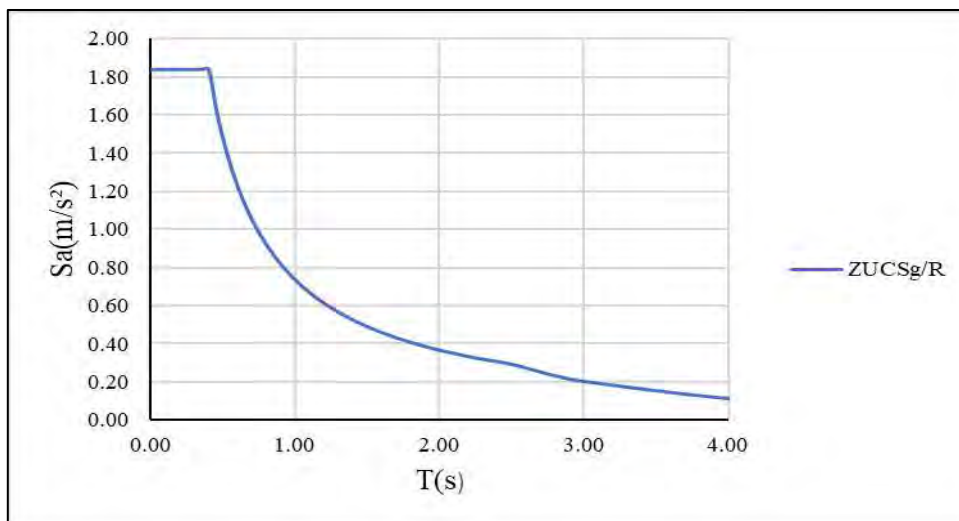


Figura 6. Espectro de pseudo-aceleraciones

Este espectro se exportó al ETABS, con lo cual se realizó el análisis dinámico para cada dirección horizontal.

5.4. Peso sísmico

La masa sísmica, según la Norma E.030, será el peso muerto de todos los elementos más un porcentaje del peso vivo que dependerá del tipo de edificación. Como el proyecto analizado es una edificación tipo C le corresponde un 25% del peso vivo. Se elaboró la siguiente tabla que muestra los pesos en cada nivel. Cabe mencionar que se halló el peso de un nivel típico realizando un metrado de carga y para el último nivel se halló por diferencia de pesos entre el total y los típicos.

Tabla 1. Pesos sísmicos del edificio en cada nivel

Nivel	Peso (ton)	Área techada (m ²)	Peso/Área (ton/m ²)
6	208.1	280.3	0.74
5	283.3	280.3	1.01
4	283.3	280.3	1.01
3	283.3	280.3	1.01
2	283.3	280.3	1.01
1	283.3	280.3	1.01
Total	1624.6	1681.8	0.97

Como el área construida es 280.3 m², se obtiene 1.01 ton/m² por piso, excepto para el último piso; con lo que se verifica la buena aproximación en el predimensionamiento de las columnas al asumir 1 ton/m².

5.5. Centro de masa y centro de rigidez

Ejecutado el análisis estructural con el programa ETABS y sin considerar la excentricidad accidental, se obtuvo las coordenadas del centro de masa y el centro de rigidez. Se elaboró la siguiente tabla.

Tabla 2. Posición del centro de masa y centro de rigidez

Nivel	Centro de masa		Centro de rigidez		Excentricidad	
	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x (m)	e _y (m)
6	12.1	5.8	10.9	5.9	1.2	-0.1
5	11.7	5.8	11.1	5.9	0.6	-0.1
4	11.7	5.8	11.2	5.9	0.4	-0.1
3	11.7	5.8	11.4	5.9	0.3	-0.1
2	11.7	5.8	11.3	5.9	0.4	-0.1
1	11.7	5.8	10.5	5.9	1.1	-0.1
			Promedio		0.7	-0.1

Se observa que la posición centro de masa y el centro de rigidez son similares, ya que se obtiene excentricidades pequeñas; esto debido a que en la estructuración se colocó las placas lo más simétrico posible respecto al centro de masa.

5.6. Periodo fundamental y modos de vibración

Del análisis sísmico se obtuvo los periodos de vibración para el caso estático y el dinámico. Para el caso estático se consideró traslación pura y se empleó la fórmula de Rayleigh. Se elaboró la siguiente tabla para con los resultados parciales para determinar el periodo fundamental en la dirección X.

Tabla 3. Valores parciales del análisis estático en la dirección X

Análisis Estático X-X						
Nivel	Cortante de entepiso (ton)	Fuerza lateral (ton)	Desplazamiento lateral (m)	Peso de nivel (ton)	Pi.D ² i (ton/m ²)	Fi.Di (ton/m)
6	0.0005	0.0005	6.07E-08	208.10	7.68E-13	3.04E-11
5	0.0011	0.0006	4.84E-08	283.30	6.65E-13	2.91E-11
4	0.0015	0.0004	3.57E-08	283.30	3.61E-13	1.43E-11
3	0.0017	0.0002	2.32E-08	283.30	1.52E-13	4.64E-12
2	0.0019	0.0002	1.21E-08	283.30	4.11E-14	2.41E-12
1	0.0019	0.0000	3.69E-09	283.30	3.86E-15	0.00E+00
				Σ	1.99E-12	8.08E-11

Con la fórmula de Rayleigh se tiene:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Pi. D^2i}{g. \sum Fi. D^2i}}$$

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{1.99 \times 10^{-12}}{9.81 \times 8.08 \times 10^{-11}}} = 0.315 \text{ seg}$$

De la misma manera, se analizó en la dirección Y

Tabla 4. Valores parciales del análisis estático en la dirección Y

Análisis Estático Y-Y						
Nivel	Cortante de entrepiso (ton)	Fuerza lateral (ton)	Desplazamiento lateral (m)	Peso de nivel (ton)	Pi.D ² i (ton/m ²)	Fi.Di (ton/m)
6	0.1653	0.1653	4.30E-05	208.10	3.85E-07	7.11E-06
5	0.3956	0.2303	3.50E-05	283.30	3.47E-07	8.06E-06
4	0.5688	0.1732	2.60E-05	283.30	1.92E-07	4.50E-06
3	0.6839	0.1151	1.70E-05	283.30	8.19E-08	1.96E-06
2	0.7451	0.0612	9.00E-06	283.30	2.29E-08	5.51E-07
1	0.7642	0.0191	3.00E-06	283.30	2.55E-09	5.73E-08
				Σ	1.03E-06	2.22E-05

Con la fórmula de Rayleigh se tiene:

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{1.03 \times 10^{-6}}{9.81 \times 2.22 \times 10^{-5}}} = 0.432 \text{ seg}$$

Por otro lado, del análisis sísmico se elaboró la siguiente tabla.

Tabla 5. Modos predominantes del análisis sísmico

Análisis Dinámico				
Modo	Periodo (seg)	%Masa efectiva X	%Masa efectiva Y	%Masa efectiva Z
1	0.422	0.0	70.8	0.5
2	0.311	69.7	0.0	0.1
3	0.272	0.1	0.3	70.1
4	0.1	0.0	18.4	0.2
5	0.069	19.6	0.0	0.0
6	0.063	0.0	0.0	19.0
7	0.045	0.0	6.1	0.1
8	0.03	6.6	0.0	0.0
% Masa efectiva acumulada		96.0	95.6	90.1

De los resultados se observa que los periodos en ambos análisis en la dirección X e Y son similares, ya que el efecto de torsión no es apreciable.

5.7. Análisis de las irregularidades en planta y altura

La Norma E.030 permite catalogar si una edificación es regular o no, mediante una serie de irregularidades en altura y en planta. Esta clasificación es importante debido a que se podrá fijar el procedimiento de análisis y obtener el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

5.7.1. Irregularidades estructurales en altura

- Irregularidad de Rigidez-Piso Blando

Ya que es necesario conocer las rigideces laterales, esta irregularidad se analizará más adelante en el acápite 5.7.3.

- Irregularidad de Resistencia-Piso Débil

Debido a que los elementos que resisten las fuerzas horizontales no cambian en ningún nivel, la resistencia de entrepiso es la misma en todos los pisos. Por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

- Irregularidad de Peso

De la tabla 1 “Pesos sísmicos del edificio en cada nivel” se observa que el peso de un piso es igual en todos los niveles, excepto en el último nivel; por lo tanto, este criterio no se aplica.

- Irregularidad Geométrica Vertical

Debido a que se tendrá las mismas dimensiones de la planta en todos los niveles, este criterio no se aplica.

- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Ya que los elementos que resisten las fuerzas no presentan desalineamientos verticales, este criterio no se aplica.

5.7.2. Irregularidades estructurales en planta

- Irregularidad Torsional

Este criterio se analizará más adelante en el acápite 5.7.4, debido a que desconoce los desplazamientos relativos de entrepiso.

- Esquinas Entrantes

De la figura 2 “Estructuración del edificio”, se observa que las dimensiones de la planta son mayores que la dimensión de la esquina entrante entre los ejes H e I. Por lo tanto, no se aplica este criterio.

- Discontinuidad del Diafragma

De la figura 3 “Estructuración del edificio”, se observa que no se tiene discontinuidades abruptas mayores al 50% del área total de los pisos en ningún nivel. Entonces, no se aplica este criterio.

- Sistemas no Paralelos

Ya que los elementos estructurales que resisten las fuerzas laterales no tienen inclinaciones respecto del eje X e Y, se comprueba que la edificación no presenta este tipo de irregularidad.

5.7.3. Irregularidad de Rigidez- Piso Blando

Las rigideces laterales en cada nivel se calcularon como la relación de la fuerza cortante de entrepiso y el desplazamiento relativo del CM, que se obtuvieron luego de ejecutar el análisis sísmico con el ETABS. A continuación, se muestra las tablas que se realizaron para el cálculo de la rigidez lateral en las direcciones X e Y.

Tabla 6. Rigidez lateral en la dirección X

Nivel	Fuerza cortante de entrepiso (ton)	Desplazamiento Relativo del CM (mm)	Rigidez Lateral (ton/mm)	Relación de Rigideces (Kinf/Ksup)
6	51.7	1.30	39.8	-
5	111.2	1.35	82.5	2.1
4	153.7	1.33	115.7	1.4
3	183.7	1.19	154.2	1.3
2	202.9	0.90	226.2	1.5
1	211.3	0.40	528.1	2.3

Tabla 7. Rigidez lateral en la dirección Y

Nivel	Fuerza cortante de entrepiso (ton)	Desplazamiento Relativo del CM (mm)	Rigidez Lateral (ton/mm)	Relación de Rigideces (Kinf/Ksup)
6	51.0	2.10	24.2	-
5	110.5	2.26	48.8	2.0
4	153.6	2.31	66.5	1.4
3	184.5	2.15	86.0	1.3
2	204.4	1.69	121.2	1.4
1	213.1	0.78	275.0	2.3

De las tablas 6 y 7, se observa que en las dos direcciones de análisis se tiene que la rigidez de cualquier entrepiso no es menor que el 70% de la rigidez del entrepiso inmediato superior, o menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores. Por lo tanto, no se aplica este criterio de irregularidad.

5.7.4. Irregularidad torsional

Del análisis estructural, se obtuvo los desplazamientos relativos de entrepiso (derivadas elásticas). Debido a los sismos severos, los edificios incursionan en un régimen inelástico, es por ello que los desplazamientos relativos elásticos se amplifican por un factor de $0.75R$, asumiendo que el edificio es regular y se tiene un valor de $R = 6$. Se elaboró las siguientes tablas que muestran el análisis de esta irregularidad.

Tabla 8. Análisis de irregularidad torsional en la dirección X

Nivel	Δ Máximo cm	50% Δ permisible cm	Criterio
6	0.65	0.945	No aplica
5	0.67	0.945	No aplica
4	0.66	0.945	No aplica
3	0.60	0.945	No aplica
2	0.45	0.945	No aplica
1	0.20	0.945	No aplica

Tabla 9. Análisis de irregularidad torsional en la dirección Y

Nivel	Δ Máximo cm	50% Δ permisible cm	Criterio	Δ Promedio cm	Relación Δ Máx./ Δ Prom.
6	1.20	0.945	Si aplica	1.09	1.10
5	1.26	0.945	Si aplica	1.15	1.10
4	1.26	0.945	Si aplica	1.16	1.09
3	1.15	0.945	Si aplica	1.06	1.09
2	0.89	0.945	No aplica	-	-
1	0.42	0.945	No aplica	-	-

Se observa en la tabla 8 que las derivadas inelásticas son menores que 0.945 cm para el análisis en X y en la tabla 9 el cociente entre las derivadas máxima y promedio son menores que 1.3. Por lo tanto, no se aplica este criterio de irregularidad.

5.8. Análisis del coeficiente de reducción R

Al principio del análisis estructural, se asumió un sistema de muros estructurales en ambas direcciones X e Y. Del análisis dinámico, se obtiene la cortante en la base y el porcentaje de cortante basal que actúa en los muros estructurales. Se elaboró la siguiente tabla que muestra la verificación.

Tabla 10. Porcentaje del cortante basal aplicado en muros estructurales

Dirección	Cortante basal (ton)	Cortante en muros (ton)	% aplicado en muros
X	211.3	209.3	99.0
Y	213.1	204.1	95.7

De la tabla 10 se tiene que más del 70 % de la fuerza cortante en la base actúa en los muros en ambas direcciones, entonces se verifica que el sistema estructural asumido es correcto. Además, como se analizó que el edificio no presenta irregularidades en planta como en altura se tiene que los coeficientes I_a e I_p tienen un valor de 1; por lo tanto, el coeficiente de reducción R es igual a 6.

5.9. Control de derivas de entrepiso

Con el análisis dinámico ejecutado, se obtiene las máximas derivas elásticas, los cuales deberán ser multiplicados por $0.75R$, cuyo valor es 4.5. Estas derivas inelásticas deben ser menores que 0.007, que es el límite para la distorsión del entrepiso para el concreto armado. Cabe mencionar que la Norma E.030 permite suponer el análisis de las derivas considerando la excentricidad accidental, con lo cual se obtiene las condiciones más desfavorables. Se elaboraron las siguientes tablas que muestran las derivas en ambas direcciones.

Tabla 11. Derivas inelásticas en la dirección X

Análisis X-X		
Nivel	Deriva elástica	Deriva inelástica
6	0.00053	0.0024
5	0.00055	0.0025
4	0.00055	0.0025
3	0.00049	0.0022
2	0.00037	0.0017
1	0.00017	0.0007

Tabla 12. Derivas inelásticas en la dirección Y

Análisis Y-Y		
Nivel	Deriva elástica	Deriva inelástica
6	0.00099	0.0045
5	0.00105	0.0047
4	0.00104	0.0047
3	0.00095	0.0043
2	0.00074	0.0033
1	0.00034	0.0015

Se observa que las derivas para ambas direcciones de análisis cumplen con los desplazamientos laterales permisibles; por lo tanto, no se espera daño excesivo a la estructura durante sismos severos. De acuerdo a las tablas 11 y 12, para el análisis en X el punto donde se tiene la mayor deriva se encuentra en la parte inferior derecha; mientras que para el análisis en Y se tiene la mayor deriva en la parte intermedia derecha.

5.10. Cortante en la base

5.10.1. Cortante en la base mediante análisis dinámico

A través de la combinación modal del análisis dinámico se obtiene las fuerzas de corte en los entrepisos y la cortante basal. Se elaboró la siguiente tabla que muestra los valores de cortante de entrepiso en ambas direcciones de análisis.

Tabla 13. Fuerzas cortantes de entrepiso mediante análisis dinámico

	Analisis X-X	Analisis Y-Y
Nivel	Cortante de entrepiso (ton)	Cortante de entrepiso (ton)
6	51.7	51.0
5	59.5	59.5
4	42.5	43.1
3	30.1	30.9
2	19.1	19.9
1	8.5	8.7
	211.3	213.1

Con los valores de la tabla 13, se realizó una sumatoria que representa la fuerza total actuante en la base. Esta fuerza basal para la dirección X es 211.3 ton; y para la dirección Y, 213.1 ton.

5.10.2. Cortante en la base mediante análisis estático

Con los parámetros sísmicos definidos se halló la cortante basal.

- Análisis en la dirección X

En el apartado 5.6, se determinó el periodo fundamental $T = 0.315 \text{ seg}$ y como este valor es menor que 0.4, el factor C es igual a 2.5; igualmente se verificó que el cociente de $C/R = 2.5/6 = 0.416$ sea mayor o igual que 0.11. Por otro lado, el cortante basal se determinó como:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1}{6} \times 1624.6 = 304.6 \text{ ton}$$

- Análisis en la dirección Y

De la misma forma que se analizó en la dirección X, como el periodo fundamental $T = 0.432 \text{ seg}$ es mayor que 0.4, el factor C es igual a 2.31; asimismo se comprueba

que el valor de $C/R = 2.31/6 = 0.385$ es mayor o igual que 0.11. Se halló el cortante basal como:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 2.31 \times 1}{6} \times 1624.6 = 281.4 \text{ ton}$$

5.11. Escalamiento de fuerza sísmica para diseño

Para efectos de diseño, la Norma E.030 establece que la fuerza basal dinámico no debe ser menor que 80 % de la cortante basal obtenido por el método estático; caso contrario es necesario amplificar la fuerza de cortante dinámico en el primer entepiso para cumplir con lo exigido. Se elaboró la siguiente tabla que muestra el factor de escala.

Tabla 14. Factor de amplificación sísmica

Eje	Cortante basal dinámico (ton)	Cortante basal estatico (ton)	80% cortante basal est. (ton)	Factor de amplificacion
X	211.30	304.60	243.68	1.15
Y	213.10	281.40	225.12	1.06

Con estos factores de amplificación se escaló los valores de fuerzas internas, mas no los desplazamientos.

5.12. Junta de separación sísmica

Con el fin de evitar el choque entre dos edificios durante un evento sísmico, la Norma E.030 establece una separación S , dicho valor no debe ser menor que:

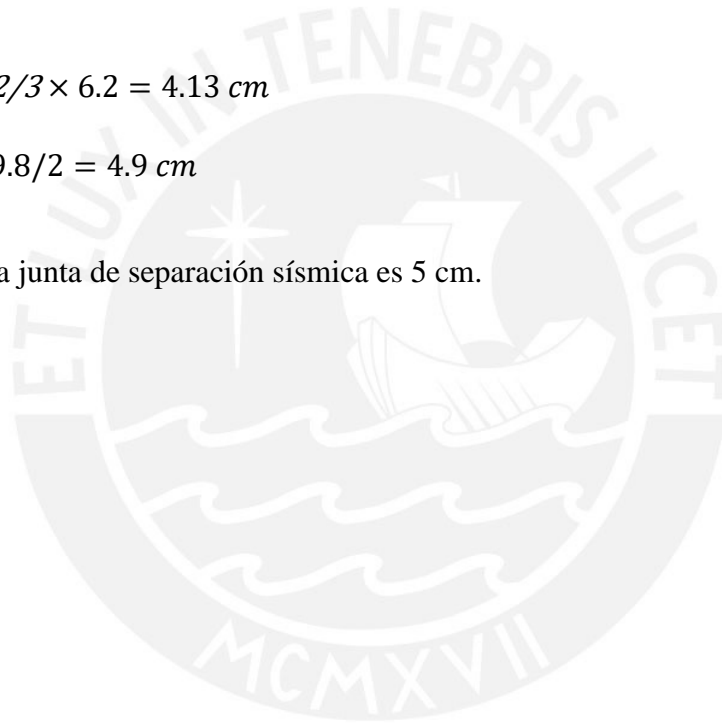
- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de dos edificios colindantes.
- $S = 0.006h = 9.8 \geq 3$ cm, donde h será la altura total del edificio en centímetros.

Para el proyecto se consideró el segundo criterio, debido a que el primer criterio no es posible calcular ya que no se cuenta con los desplazamientos de los edificios adyacentes. Por otra parte, se debe contemplar un retiro de los límites de propiedad, el cual no debe ser menor que $2/3$ del desplazamiento máximo del propio edificio ni la mitad de la separación S . El cálculo del retiro se realizó en la dirección Y, debido a que se tiene edificios colindantes. Entonces, del análisis dinámico se obtuvo el mayor desplazamiento igual 1.38 cm, pero a este valor se le tiene que amplificar por $0.75R$ con lo cual se obtiene 6.2 cm, entonces el retiro será:

$$- R \geq 2/3 \times 6.2 = 4.13 \text{ cm}$$

$$- R \geq 9.8/2 = 4.9 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la junta de separación sísmica es 5 cm.



CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas son viguetas convencionales de 20 cm de altura espaciadas 40 cm, que tienen 5 cm de losa superior y un alma de 15 cm de altura y 10 cm de ancho; por lo tanto, tienen una sección de forma T. Se realizó el diseño del tramo superior comprendido entre los ejes A e I, los cuales son 8 tramos. Se elaboró la siguiente figura que muestra el segmento indicado.

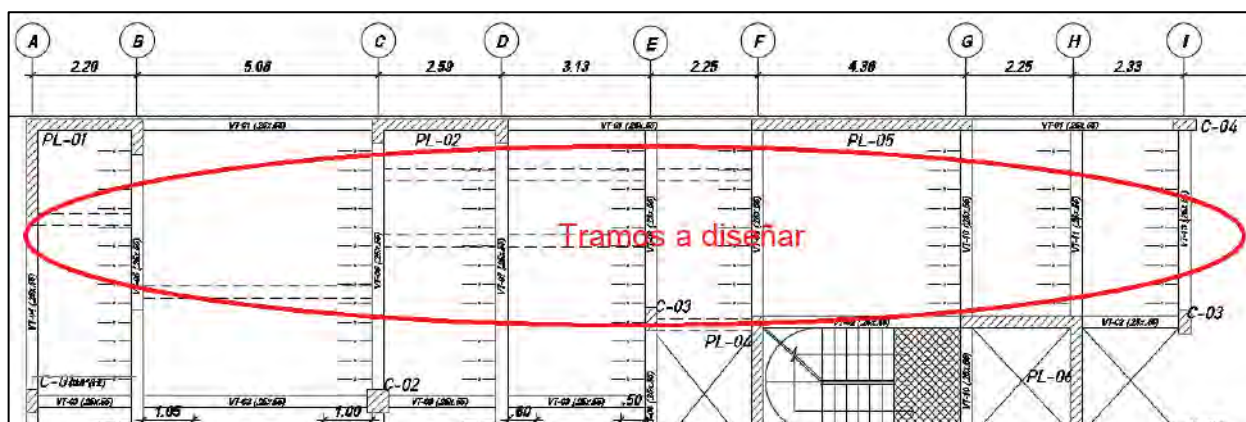


Figura 7. Ubicación del aligerado a diseñar

6.1. Metrado de carga

Para el metrado de carga se consideró un ancho tributario de 0.4 m. Se elaboró la siguiente tabla con las cargas empleadas.

Tabla 15. Metrado de carga de vigueta

Carga Muerta	Peso propio	0.3 ton/m ²	0.4x0.3	0.12	0.16
	Piso terminado	0.1 ton/m ²	0.4x0.1	0.04	
Carga Viva	Sobrecarga	0.2 ton/m ²	0.4x0.2	0.08	0.24

Adicionalmente, se consideró la tabiquería perpendicular al sentido de la vigueta, cuya altura y espesor son 2.5 m y 0.15 m, respectivamente con un peso específico de 1.35 ton/m^3 , con lo que se obtiene un peso de 0.20 ton.

6.2. Análisis estructural para cargas de gravedad

Respecto al modelo de las viguetas, se usó el programa SAP 2000; donde se asumió que las vigas son apoyos simples para las viguetas y se asignó las cargas correspondientes. Se elaboró la siguiente figura que muestra el modelo estructural, donde el valor de la carga distribuida corresponde a la sumatoria de carga muerta y viva.

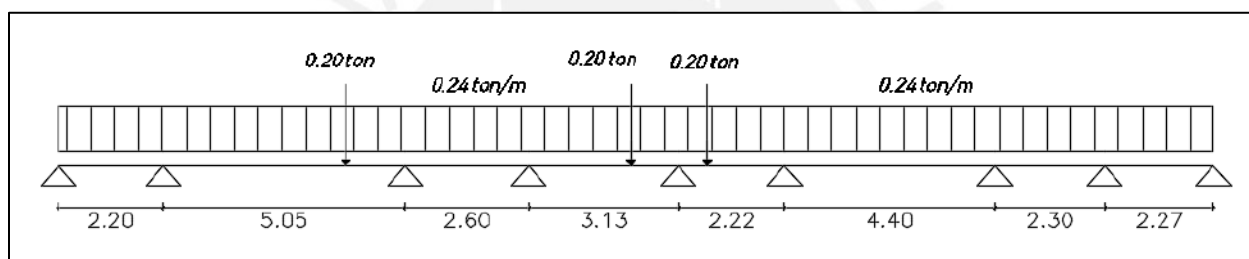


Figura 8. Modelo estructural de vigueta

Ejecutado el análisis, se obtuvo los diagramas de momentos por carga muerta y viva, los cuales se muestran en las siguientes figuras.

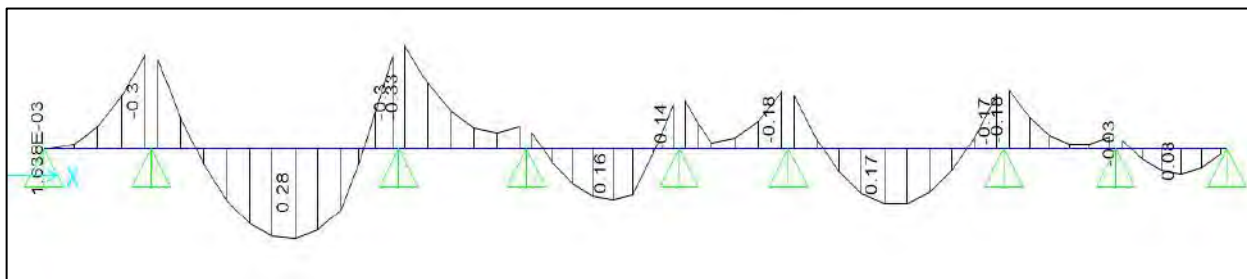


Figura 9. Diagrama de momento flector por cargas muertas en ton.m

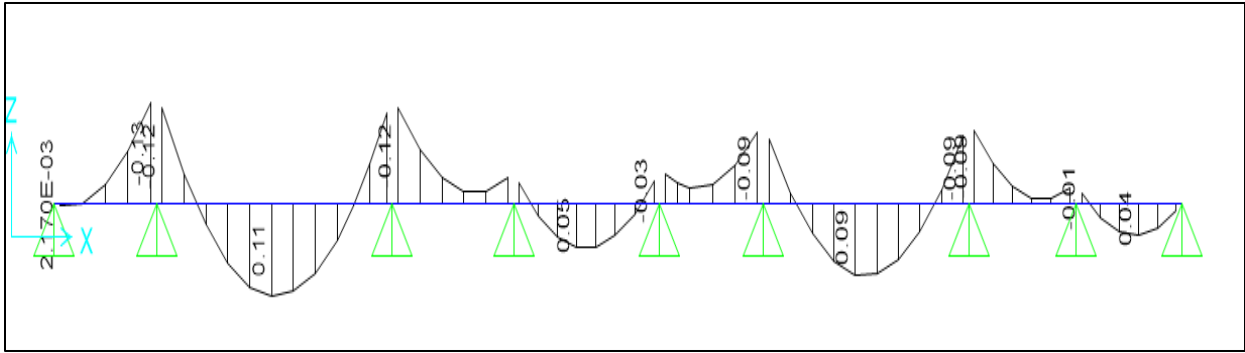


Figura 10. Diagrama de momento flector por cargas vivas en ton.m

Luego de realizar la combinación de cargas (1.4 CM+1.7 CV) se obtuvo los resultados para el diseño. Se elaboró las siguientes figuras donde se observa el diagrama de momento flector (DMF) y el diagrama de fuerza cortante (DFC).

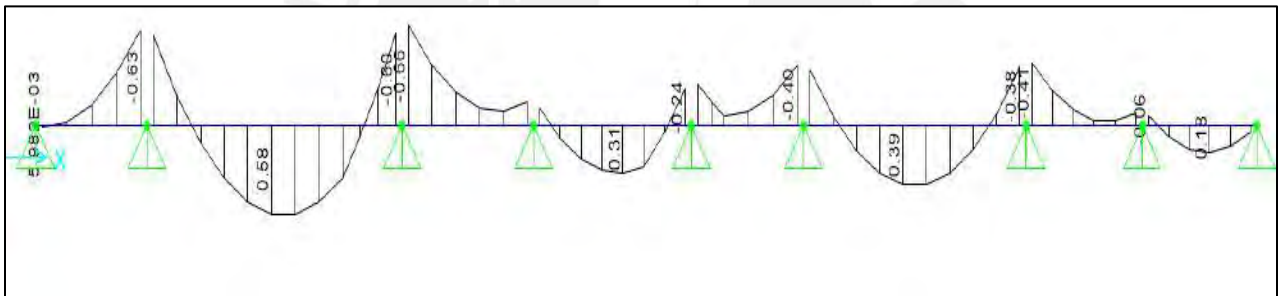


Figura 11. Diagrama de momento flector último en ton.m

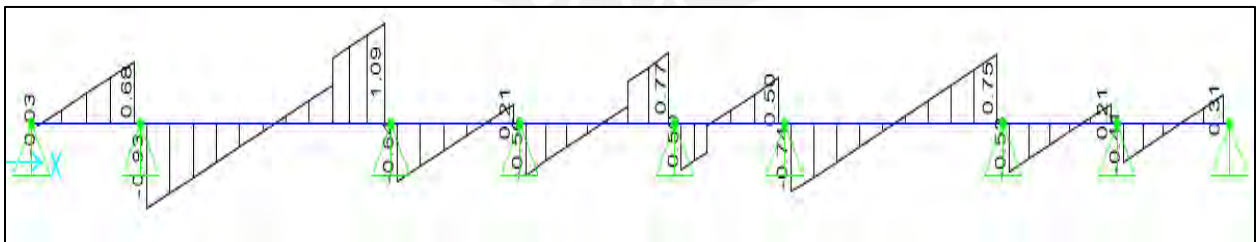


Figura 12. Diagrama de fuerza cortante último en ton

De la tabla 18 se observa que en algunos tramos de la vigueta no se cumple con el acero mínimo negativo; sin embargo, la práctica ha demostrado que los aligerados con refuerzo negativo por debajo del mínimo, trabajan satisfactoriamente (Ottazzi,2016).

6.4. Diseño por corte

Debido a que no se coloca estribos en los aligerados, la resistencia requerida V_u debe ser resistida por el concreto, de lo contrario se realizara los ensanches por corte con la finalidad de mejorar la resistencia de las viguetas frente a las fuerzas cortantes. Se halló la resistencia al corte proporcionado por el alma de la vigueta:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17/1000 = 1.22 \text{ ton}$$

Se elaboró la siguiente tabla con los resultados.

Tabla 19. Diseño por corte en vigueta

V_u cara viga(ton)	V_u diseño (ton)	ϕV_c (ton)
0.93	0.86	1.22
1.09	1.03	1.22
0.56	0.5	1.22
0.77	0.72	1.22
0.74	0.68	1.22
0.75	0.69	1.22
0.41	0.35	1.22
0.31	0.25	1.22

Como se observa en la tabla 19, la resistencia de diseño por corte ϕV_c es suficiente, entonces no será necesario los ensanches.

6.5. Longitud de corte de vigueta

La Norma E.060 exige que se realice el corte de varillas en las zonas donde no es necesario colocar refuerzo, dicho corte debe realizarse desde el punto teórico más una distancia que será la mayor de las siguientes opciones:

- “d”, cuyo valor es 17 cm
- 12 veces el diámetro de la varilla de 1/2", cuyo valor es 15.2 cm
- la luz libre l_n dividido entre 16, cuyo valor es 30 cm

Además, dicha distancia de corte no debe ser menor que longitud recta de anclaje para varillas de $\phi 3/8$ " y $\phi 1/2$ ". Se realizó el corte de acero para el tramo entre los ejes B y C, de acuerdo a la figura que se muestra a continuación.

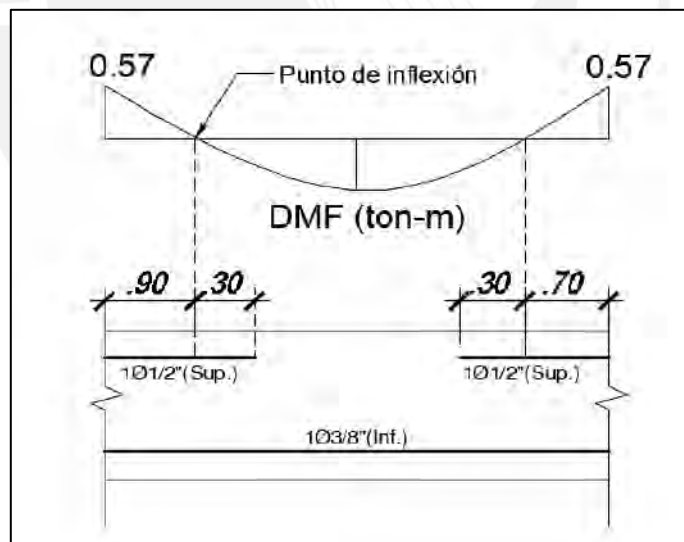


Figura 13. Diagrama de Fuerza Cortante de vigueta

6.6. Control de la fisuración

Se evaluó el control de fisuración en el tramo comprendido entre los ejes B y C. Primero se halló el área efectiva del concreto en tracción Act , el esfuerzo del acero fs , la distancia entre la fibra extrema en tracción y el centroide del acero con la finalidad de calcular el parámetro Z.

$$Act = \frac{2 \times 2.5 \times 10}{1} = 50 \text{ cm}^2$$

Para hallar el esfuerzo del acero se recurre a la siguiente fórmula, con un momento de servicio igual a 0.39 ton-m.

$$fs = \frac{M_{servicio}}{0.9dAs} = \frac{0.39 \times 10^5}{0.9 \times 17 \times 1.29} = 1976 \text{ kg/cm}^2$$

Con los valores anteriores se calculó el valor de Z

$$Z = fs \sqrt{dc \times Act} = 1976 \sqrt{3.2 \times 50} = 10727.3 \text{ kg/cm}$$

Se observa que el valor de Z es menor que 26000 kg/cm; por lo tanto, no se tendrá problemas de fisuración.

6.7. Control de deflexiones

Para control de las deflexiones se evaluó el mismo tramo considerado para el control de fisuración, entre los ejes B y C. Para el cálculo de las deflexiones inmediatas por carga muerta CM y por carga viva CV se asumirá una inercia de la sección completamente fisurada I_{cr} . Es preciso mencionar que se calculó las deflexiones inmediatas para un tramo biempotrado, donde actúa el

caso más crítico; es decir, la carga concentrada actúa en el centro de la viga. Primero se halló la posición del eje neutro para el momento negativo.

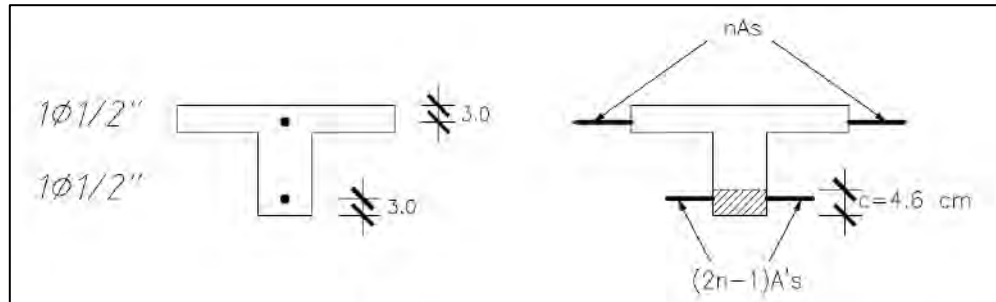


Figura 14. Posición del eje neutro en la vigueta

Luego, se calculó el momento de inercia de la sección agrietada, cuyo valor es:

$$I_{cr} \approx 2167.6 \text{ cm}^4$$

De igual forma, la inercia para el momento positivo es:

$$I_{cr} \approx 2633.2 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto, la inercia efectiva es:

$$I_{ef} = \frac{2167.6 \times 2 + 2633.2 \times 2}{4} = 2400.4 \text{ cm}^4$$

Se empleó las siguientes fórmulas para el cálculo de las deflexiones inmediatas por carga distribuida y carga puntual correspondientes para una viga biempotrada, respectivamente.

$$\Delta_{distribuida} = \frac{1}{384} \times \left(\frac{WL^4}{EI} \right) \text{ y } \Delta_{puntual} = \frac{PL^3}{192EI}$$

$$\Delta i_{CM} = \frac{0.16 \times 10 \times 480^4}{384 \times 217371 \times 2400.4} + \frac{0.20 \times 10^3 \times 480^3}{192 \times 217371 \times 2400.4}$$

$$\Delta i_{CM} = 0.42 + 0.22 = 0.64 \text{ cm}$$

$$\Delta i_{CV} = \frac{0.08 \times 10 \times 480^4}{384 \times 217371 \times 2400.4} = 0.21 \text{ cm}$$

Para el caso de la deflexión inmediata por carga viva se estimó que solo actúa permanentemente un 30%; por lo tanto, se tiene:

$$\Delta i_{CV}(70\%) = 0.7 \times 0.21 = 0.15 \text{ cm}$$

Por otro lado, para el cálculo de las deflexiones diferida según la norma, se halló un factor para deflexiones adicionales.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Como no se tiene presencia de acero en compresión en el tramo central se tiene que la cuantía de acero en compresión es cero

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times 0} = 2$$

Por lo tanto, la deflexión diferida por carga muerta y el 30% de la carga viva son:

$$\Delta d \text{ cm} = 2 \times 0.64 = 1.28 \text{ cm}$$

$$\Delta d \text{ cv}(30\%) = 2 \times 0.06 = 0.12 \text{ cm}$$

Finalmente, la deflexión que actuará permanentemente es:

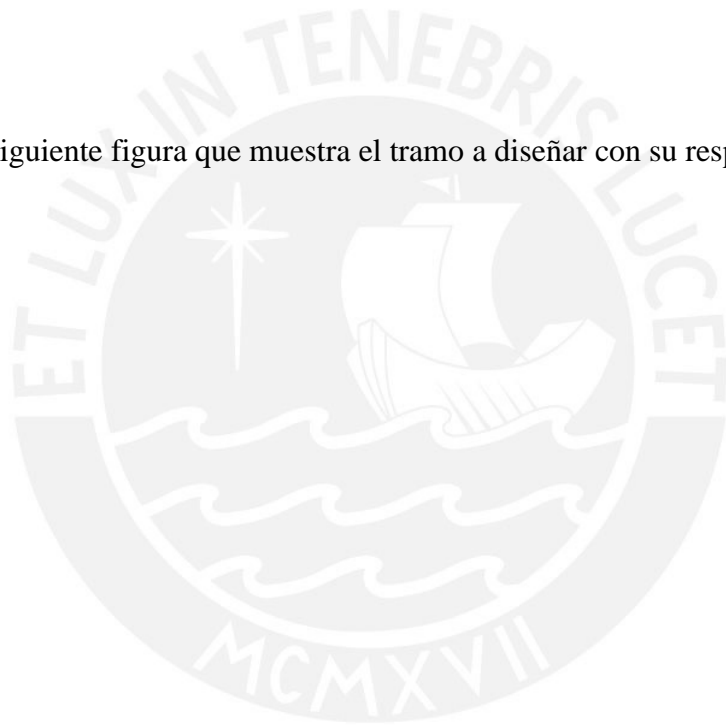
$$\Delta m = \Delta i \text{ cv}(70\%) + \Delta d \text{ cm} + \Delta d \text{ cv}(30\%)$$

$$\Delta m = 0.15 + 1.28 + 0.12 = 1.55 \text{ cm}$$

Debido a que se tiene tabiques que pueden sufrir daños por la deflexión excesiva, la deflexión máxima permisible Δ_{perm} es 1 cm considerando la siguiente formula $L/480$, donde la luz libre es 4.8 m; con lo cual no se cumple con la deflexión limite; sin embargo, la norma E.060 permite tomar medidas adecuadas para prevenir daños; por lo tanto, para el proyecto se dejó juntas rellenas con Tecnopor de 1 pulgada de espesor entre la losa y la parte superior de los tabiques.

6.8. Diseño final

Se realizó la siguiente figura que muestra el tramo a diseñar con su respectivo refuerzo.



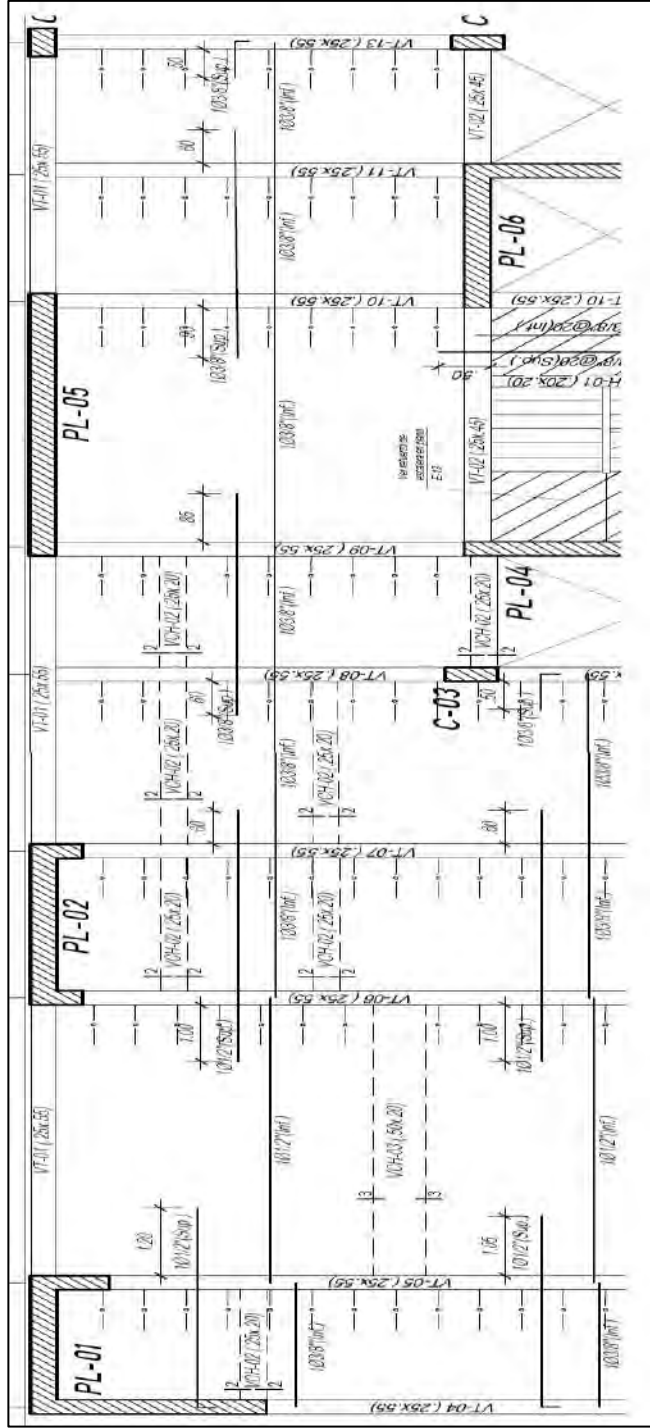


Figura 15. Refuerzo de losas aligeradas

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS

Todas las vigas tienen una sección de 25x55 cm, estos elementos soportan cargas de gravedad como el peso de losas y tabiques, también las cargas sísmicas; es por ello que el diseño de las vigas debe cumplir con los requerimientos del capítulo 21 de la Norma E.060. Como ejemplo se diseñó la viga VT-06(eje C). Se elaboró la siguiente figura que muestra la ubicación de las vigas a diseñar

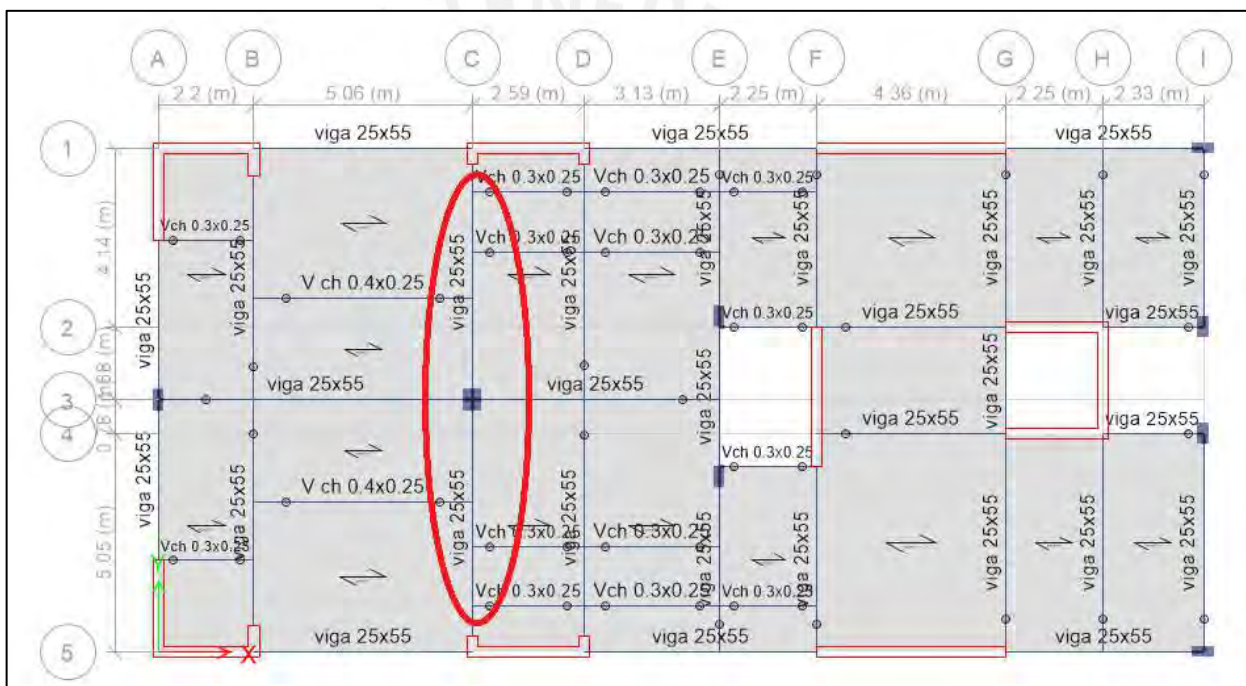


Figura 16. Ubicación de la viga a diseñar

7.1. Metrado de cargas de gravedad

Para el metrado se consideró un ancho tributario igual a la mitad de la distancia entre vigas paralelas, donde actúan las cargas de las losas, los tabiques y la sobrecarga. El ancho tributario para la viga del eje C es 3.83 m.

Tabla 20. Metrado de carga de gravedad de la viga VT-06

Carga Muerta	Peso propio	2.4x0.25x0.55	0.33	1.78
	Peso losa	0.3x(3.83-0.25)	1.07	
	Piso terminado	0.1x3.83	0.38	
Carga Viva	Sobrecarga	0.2x3.83	0.77	0.77
				2.55

Además, se agregó la carga de las vigas chatas y los tabiques

- Peso viga chata 1: $0.58 \times 5.05/2 = 1.47 \text{ ton}$
- Peso viga chata 2: $0.52 \times 2.60/2 = 0.68 \text{ ton}$
- Peso tabiques en viga: $1.35 \times 0.10 \times 2.15 = 0.30 \text{ ton/m}$
- Peso tabiques en losa: $1.35 \times 0.1 \times 2.15 \times 3.92/5.05 = 0.23 \text{ ton/m}$

7.2. Análisis por cargas de gravedad y sismo

Se asumió un modelo de vigas, columnas y placas, donde los elementos verticales tienen continuidad, lo que permite asumir que sus nudos sean empotrados y como se analizó una viga típica se asumió el modelo como un pórtico de un nivel con dos tramos. Se elaboró la siguiente figura del modelo estructural de la viga con las cargas de gravedad, donde la carga distribuida de 2.55 ton/m es la suma de CM y CV.

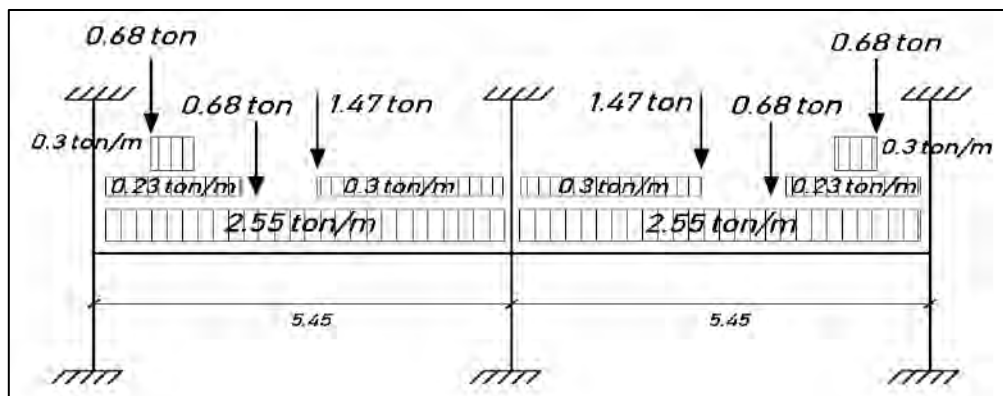


Figura 17. Modelo estructural de la viga VT-06

Luego de ejecutar el programa, se obtuvo los siguientes resultados.

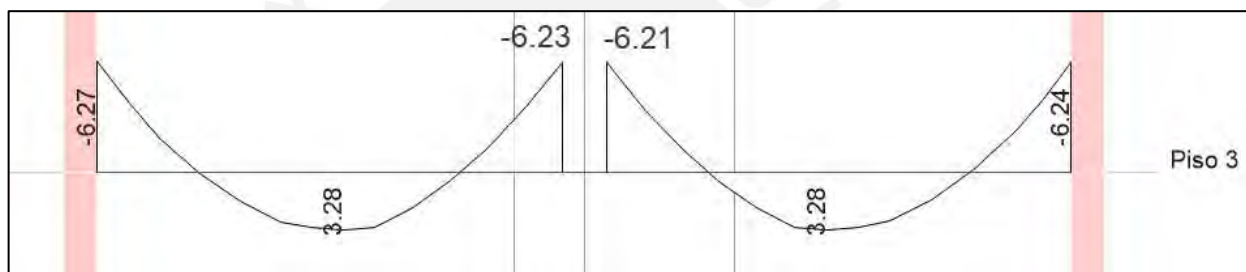


Figura 18. Diagrama de momentos flectores por CM en ton.m de la viga VT-06

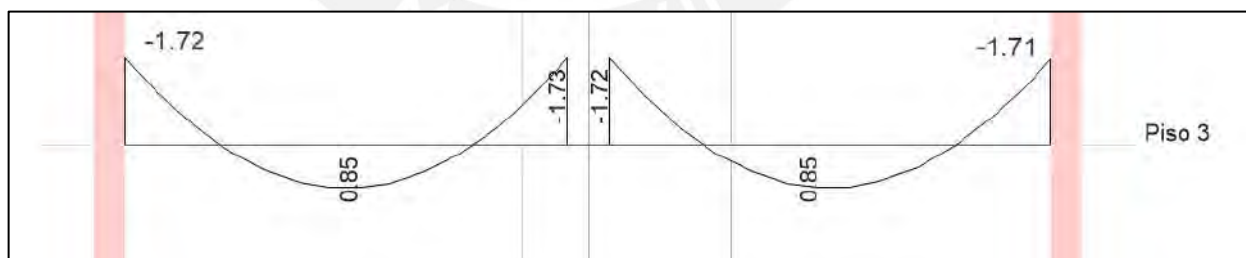


Figura 19. Diagrama de momentos flectores por CV en ton.m de la viga VT-06

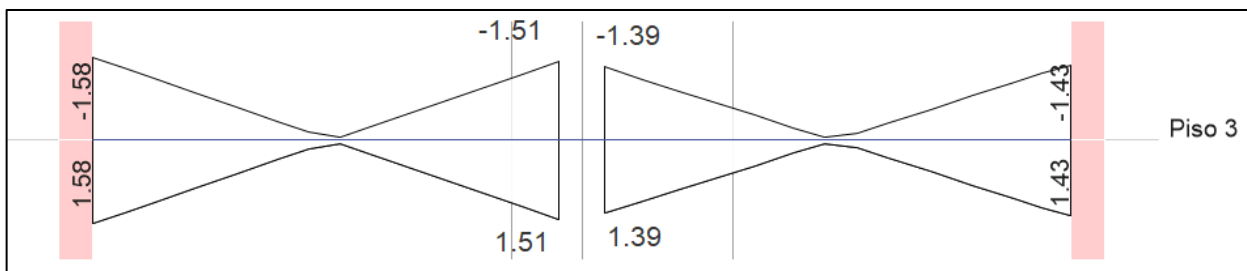


Figura 20. Diagrama de momentos flectores por sismo X en ton.m de la viga VT-06

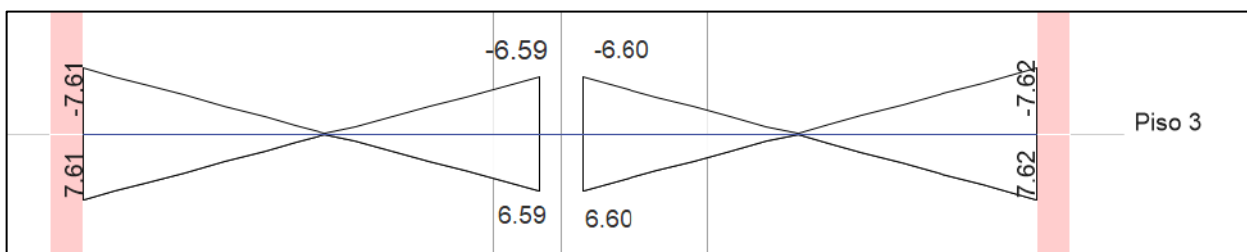


Figura 21. Diagrama de momentos flectores por sismo Y en ton.m de la viga VT-06

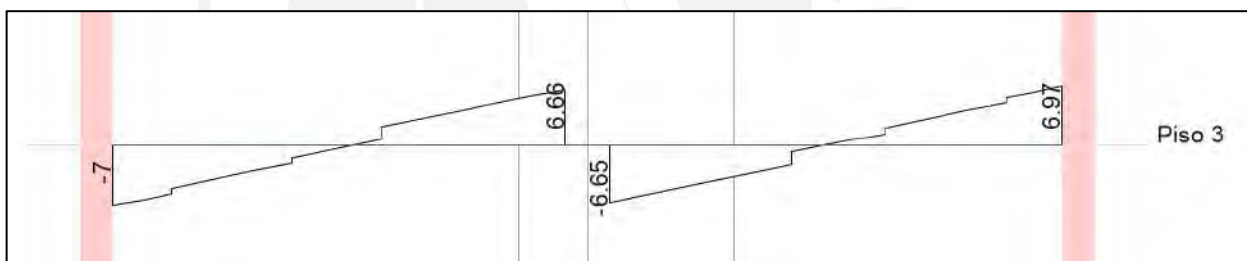


Figura 22. Diagrama de fuerza cortante por CM en ton de la viga VT-06

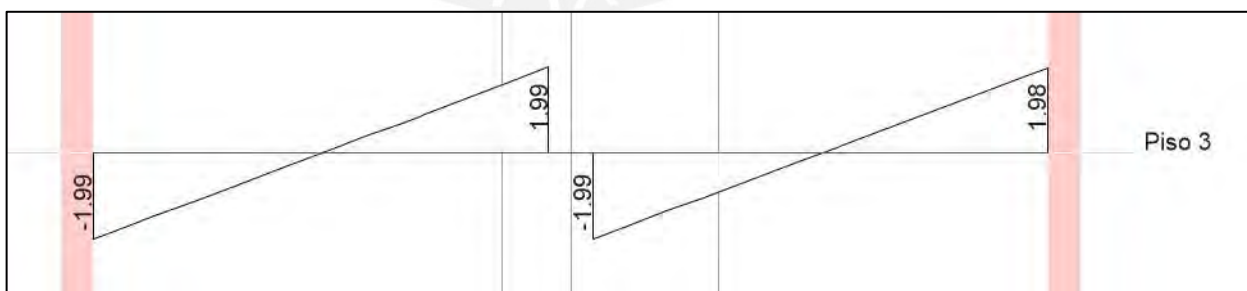


Figura 23. Diagrama de fuerza cortante por CV en ton de la viga VT-06

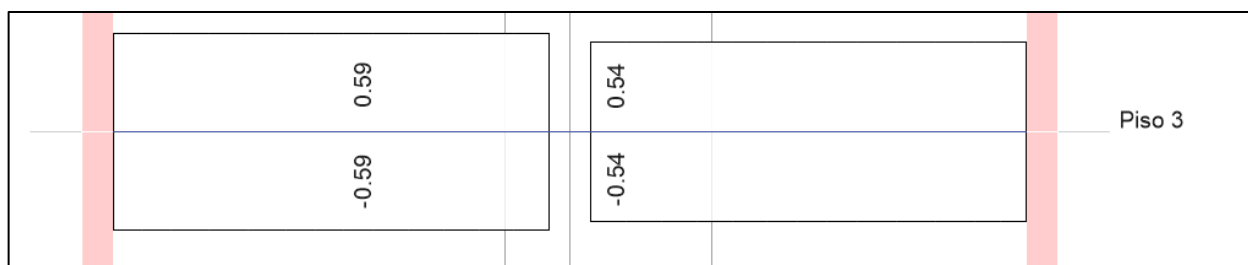


Figura 24. Diagrama de fuerza cortante por sismo X en ton de la viga VT-06

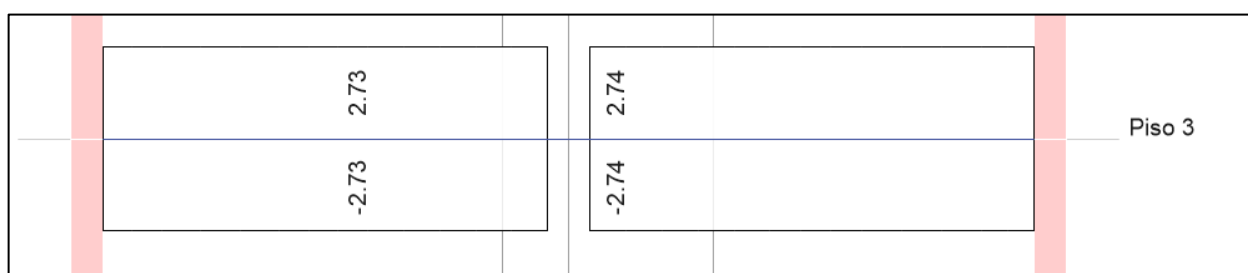


Figura 25. Diagrama de fuerza cortante por sismo Y en ton de la viga VT-06

Con los resultados anteriores, se obtuvo el envolvente para momentos flectores y fuerzas cortante mediante una hoja de cálculo.

Tabla 21. Envolvente de momentos flectores de la viga VT-06

	Tramo 1			Tramo 2		
CM (ton.m)	-6.27	3.28	-6.23	-6.21	3.28	-6.24
CV (ton.m)	-1.72	0.85	-1.73	-1.73	0.85	-1.71
SX (ton.m)	1.58	0.14	1.51	1.39	0.11	1.43
SY (ton.m)	7.61	0.32	6.59	6.60	0.27	7.62
MV	-11.70	6.04	-11.66	-11.64	6.04	-11.64
MSX (+)	-4.06	3.09	-4.10	-4.20	3.06	-4.19
MSX (-)	-7.22	2.81	-7.12	-6.98	2.84	-7.05
MVSX (+)	-8.41	5.30	-8.44	-8.54	5.27	-8.51
MVSX (-)	-11.57	5.02	-11.46	-11.32	5.05	-11.37
MSY (+)	1.97	3.27	0.98	1.01	3.22	2.00
MSY (-)	-13.25	2.63	-12.20	-12.19	2.68	-13.24
MVSY (+)	-2.38	5.48	-3.36	-3.33	5.43	-2.32
MVSY (-)	-17.60	4.84	-16.54	-16.53	4.89	-17.56
ENVOL(-)	-17.60	0	-16.54	-16.53	0	-17.6
ENVOL(+)	1.97	6.04	0.98	1.011	6.04	2.00

Tabla 22. Envolvente fuerza cortante de la viga VT-06

	Tramo 1			Tramo 2		
CM (ton)	-7.00	0.00	6.66	-6.65	0.00	6.97
CV (ton)	-1.99	0.00	1.99	-1.99	0.00	1.98
SX (ton)	0.59	0.59	0.59	0.54	0.54	0.54
SY (ton)	2.73	2.73	2.73	2.74	2.74	2.74
MV	-13.18	0.00	12.71	-12.69	0.00	13.12
MSX (+)	-5.71	0.59	6.58	-5.45	0.54	6.81
MSX (-)	-6.89	-0.59	5.40	-6.53	-0.54	5.73
MVSX (+)	-10.65	0.59	11.40	-10.26	0.54	11.73
MVSX (-)	-11.83	-0.59	10.22	-11.34	-0.54	10.65
MSY (+)	-3.57	2.73	8.72	-3.25	2.74	9.01
MSY (-)	-9.03	-2.73	3.26	-8.73	-2.74	3.53
MVSY (+)	-8.51	2.73	10.81	-8.06	2.74	13.93
MVSY (-)	-13.97	-2.73	8.08	-13.54	-2.74	8.45
ENVOL(-)	-13.97	-2.73	3.26	-13.54	-2.74	3.53
ENVOL(+)	-3.57	2.73	12.71	-3.25	2.74	13.93

7.3. Diseño por flexión

Para realizar el diseño por flexión, se calculó el acero máximo y mínimo de la sección. Se empleó las siguientes fórmulas para una sección rectangular, asumiendo un peralte efectivo (d) igual a 49 cm:

$$Asb/bd \approx 2.13\% \text{ y } As_{max} = 0.75 Asb$$

$$As_{max} = 1.59\%bd$$

$$As_{max} = 19.52 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.24\%bd$$

$$As_{min} = 2.96 \text{ cm}^2$$

Como ilustración se calculó el área de acero requerido para el momento negativo de 17.60 ton.m del primer tramo. Analizando una sección con falla a tracción, se halló el valor de “a” (profundidad del bloque equivalente de compresiones).

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0.85f'c \times b}} = 49 - \sqrt{49^2 - \frac{2 * 17.60 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 25}}$$

$$a = 9.95 \text{ cm}$$

Luego, con la siguiente formula se halló la cantidad de acero requerido

$$As = \frac{Mu}{\phi fy(d - \frac{a}{2})} = \frac{17.60 * 10^5}{0.9 * 4200 * (49 - \frac{9.95}{2})}$$

$$As = 10.6 \text{ cm}^2$$

A continuación, se muestra la tabla de resumen con el diseño para los dos tramos de la viga.

Tabla 23. Diseño por flexión de la viga VT-06

Mu (tn.m)	-17.6	6.04	-16.54	6.04	-17.6
a (cm)	9.95	3.17	9.28	3.17	9.95
As requerido (cm²)	10.58	3.37	9.86	3.37	10.58
Refuerzo	3ϕ3/4"+2ϕ5/8"	2ϕ5/8"	2ϕ3/4"+2ϕ5/8"	2ϕ5/8"	3ϕ3/4"+2ϕ5/8"
As colocado (cm²)	12.52	4.00	9.68	4.00	12.52
Exceso o deficit	18%	19%	-2%	19%	18%
As max (cm²)	19.48	19.48	19.48	19.48	19.48
As min (cm²)	2.94	2.94	2.94	2.94	2.94
Mn (ton.m)	22.66	7.91	18.07	7.91	22.66

De la tabla 23, se colocó 2 barras corridas de 5/8" para un ancho de 25 cm y se completó con bastones de 3/4". Cabe señalar se puede aceptar un porcentaje de déficit de hasta 5% ya que es despreciable considerando los factores de reducción de resistencia y factores de carga.

7.4. Diseño por corte

Según el capítulo 21 de la norma E.060, se debe colocar estribos cerrados de confinamiento de 3/8" en una longitud $2H$ igual a 1.10 metros con un espaciamiento, que no debe ser menor que el mínimo valor de las siguientes opciones:

- $d/4 = 49/4 = 12.25$ cm; sin embargo, no es obligatorio que el espaciamiento sea menor que 15 cm.
- Diez veces el menor diámetro de las barras longitudinales, con lo que se obtiene un espaciamiento igual a 15.9 cm
- 24 veces el diámetro de la barra de confinamiento de 3/8 de pulgada, cuyo valor es 22.8 cm.
- 30 cm.

Por lo tanto, el espaciamiento será de 15 cm; sin embargo, este valor deberá cumplir con la resistencia requerida para la fuerza de corte. Como ejempló se realizó el diseño en el primer tramo, donde el cortante V_u será el menor valor de las siguientes opciones:

- La suma del cortante relacionado con los momentos nominales en cada extremo y el cortante isostático.

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L} + 1.25(V_{cm} + V_{cv})$$

$$V_u = \frac{22.65 + 7.91}{5.2} + 1.25(7 + 1.99) = 17.12 \text{ ton}$$

- El cortante máximo calculado de las combinaciones de diseño con un factor de 2.5 para las cargas de sismo de la tabla 22.

$$V_u = 1.25(V_{cm} + V_{cv}) + 2.5V_{cs}$$

$$V_u = 1.25(7 + 1.99) + 2.5 \times 2.73 = 18.06 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la fuerza de diseño es 17.12 ton. Luego se empleó la siguiente fórmula para hallar el aporte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 49/1000 = 8.0 \text{ ton}$$

Debido a que $V_u > \phi V_c$ es necesario colocar estribos de $\phi 3/8$, cuyo espaciamiento se halló de la siguiente manera:

$$s = \frac{\phi \times A_v \times f_y \times d}{V_u - \phi V_s} = \frac{0.85 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 49}{(17.12 - 8) \times 1000} = 24 \text{ cm}$$

Con lo que se obtiene estribos de 3/8 pulgada cada 20 centímetros. Se elaboró la siguiente tabla con el diseño por capacidad en toda la viga.

Tabla 24. Diseño por capacidad de la viga VT-06

	Tramo 1 dentro del confinamiento		Tramo 1 fuera del confinamiento		Tramo 2 dentro del confinamiento		Tramo 2 fuera del confinamiento	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
Lm (m)	5.2	5.2	3	3	5.2	5.2	2.75	2.75
Mn1 (ton.m)	22.65	7.91	22.65	7.91	18.07	7.91	18.74	9.94
Mn2 (ton.m)	7.91	18.07	7.91	18.07	7.91	22.66	9.94	18.74
Vcm (ton)	7	6.66	4.01	4.37	6.65	6.97	4.17	3.76
Vcv (ton)	1.99	1.99	1.15	1.15	1.99	1.98	1.05	1.05
Vcs (ton)	2.73	2.73	2.73	2.73	2.74	2.74	6.5	6.0
Vu (ton)	17.12	15.81	16.64	15.56	15.80	17.07	15.56	16.74
Vu (ton)	18.06	12.82	13.28	13.73	17.65	18.04	13.75	13.40
V diseño (ton)	17.12		13.73		17.07		13.75	
S requerido (cm)	20		25		20		25	
φ Vn (ton)	20.42		17.93		20.42		17.93	
S colocado (cm)	15		25		15		25	

Es preciso mencionar que la tabla 24 se elaboró con dos casos de diseño por capacidad; es decir, para el caso 1 se consideró los momentos nominales superior izquierdo e inferior derecho de

cada tramo y las fuerzas cortantes del lado izquierdo; por otro lado, para el caso 2 se consideró los momentos nominales inferior izquierdo y superior derecho y las fuerzas de corte del lado derecho. Asimismo, se consideró las fuerzas de corte dentro y fuera de la zona de confinamiento. Según la tabla 24, se colocó estribos cada 15 cm dentro de la zona de confinamiento y estribos cada 25 cm como máximo fuera de la zona de confinamiento. Por último, el armado de los estribos es: 1 estribo de $\varnothing 3/8"$: 1@.10, 7@.15, Rto.@25 c/ext.

7.5. Corte de varillas de acero

Con el refuerzo longitudinal definido, es importante realizar el corte de los bastones. Para el ejemplo de la viga VT-06, se trabajará con la envolvente del primer tramo y con la resistencia de diseño por flexión de las barras corridas y los bastones:

- $2\varnothing 5/8" + 3 \varnothing 3/4"$, $\varnothing Mn = 20.39 \text{ ton.m}$
- $2\varnothing 5/8"$, $\varnothing Mn = 7.12 \text{ ton.m}$
- $2\varnothing 5/8" + 2 \varnothing 3/4"$, $\varnothing Mn = 16.26 \text{ ton.m}$

Por lo tanto, se graficó una línea horizontal que representa la resistencia de los aceros corridos en la envolvente de DMF, con la finalidad de obtener el corte teórico. Según la Norma E.060, se debe sumar al corte teórico una distancia que será el mayor valor de las siguientes opciones:

- El peralte efectivo d igual a 46 cm
- Doce veces el diámetro el diámetro de la varilla que corren $5/8"$ igual a 19.1 cm

Se elaboró la siguiente figura que muestra el corte de los bastones negativos.

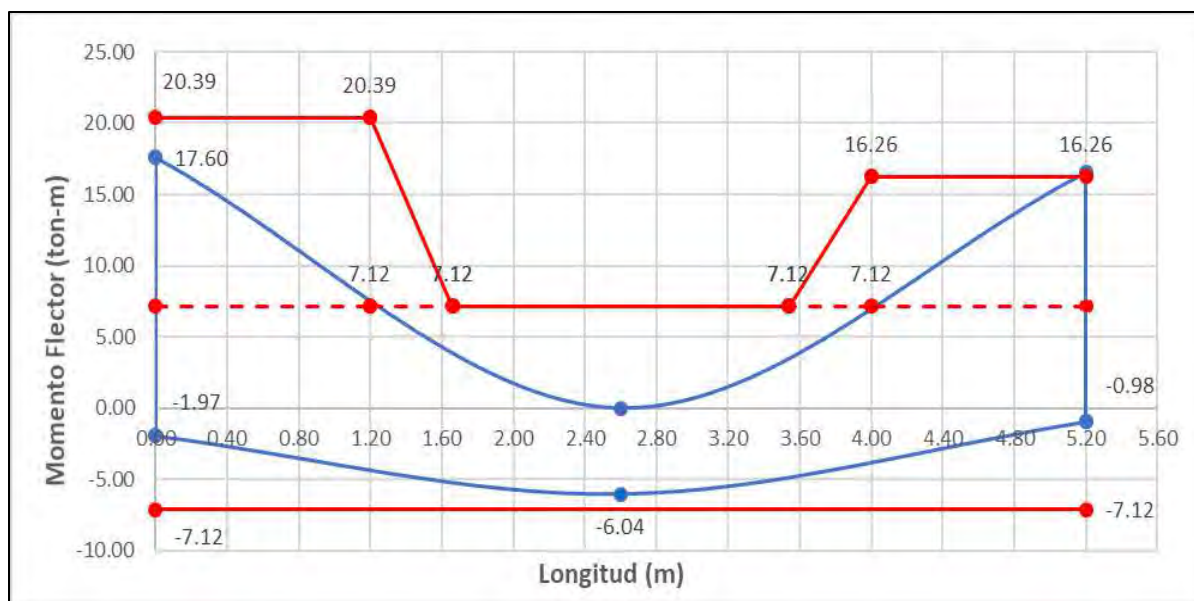


Figura 26. Corte de bastones negativos

Según la figura 26, se observa que la resistencia a la flexión de las varillas de $2\phi 5/8"$ corta a la envolvente de momento en dos puntos a una distancia de 1.20 y 4.00 metros. Entonces, como se dijo en líneas arriba, a estas distancias se debe sumar 46 cm, con lo que el corte de las varillas positivas se debe realizar a 1.66 m desde la cara de las placas; sin embargo, por practicidad en la construcción se redondeó la distancia a 1.70 metros.

7.6. Disposiciones especiales para el diseño sísmico

El capítulo 21 de la Norma E.060, exige que se debe cumplir con los siguientes requisitos respecto al refuerzo colocado en las vigas:

- De la tabla 23, la resistencia nominal positiva M_n^+ igual a 7.91 ton.m es mayor que la tercera parte de M_n^- en la cara del nudo izquierdo del tramo 1, cuyo valor es 7.55 ton.m.

- Se cumple a lo largo de la viga que la resistencia nominal en cualquier sección es mayor que 5.66 ton.m, que representa la cuarta parte de la resistencia nominal en la cara de cualquiera de los nudos.

7.7. Control de fisuración

Se evaluó la fisuración del primer tramo; en primer lugar, se hallaron el esfuerzo en el acero en tracción bajo cargas de servicio y el área efectiva de concreto, mediante las siguientes formulas:

$$f_s = \frac{4.14 \times 10^5}{4 \times 0.9 \times 49} = 2346.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times 6 \times 25}{2} = 150 \text{ cm}^2$$

Luego se calculó el parámetro Z mediante la siguiente ecuación:

$$Z = 2346.9 \times \sqrt[3]{6 \times 150} = 22659 \text{ kg/cm}$$

Por lo tanto, para condiciones normales no se presentará problemas que fisuración a lo largo de la viga, ya que el valor del parámetro Z es menor que 26000 kg/cm.

7.8. Control de deflexiones

En el cálculo de las deflexiones para el primer tramo, se deberá hallar la inercia efectiva, para la cual se halló la relación modular como:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \rightarrow n = \frac{2000000}{217371} = 9.2$$

Luego se halló la inercia de la sección agrietada de la sección para el momento negativo derecho, se elaboró la siguiente figura:

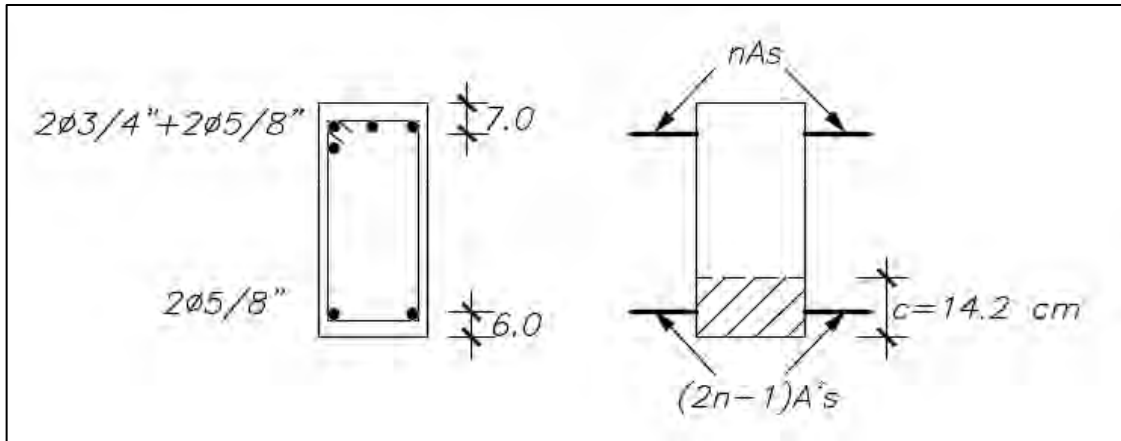


Figura 27. Posición del eje neutro en la viga

Calculado la posición del eje neutro, se halló el momento de la inercia de la sección agrietada transformado:

$$I_{cr^-} \approx 136391 \text{ cm}^4$$

De igual forma para la sección de momento positivo, se halló su momento de inercia agrietada.

$$I_{cr^+} \approx 65395 \text{ cm}^4$$

De modo que, se halló la inercia efectiva:

$$I_{ef} = \frac{136391 + 2 \times 65395}{3} = 89060 \text{ cm}^4$$

Para el cálculo de las deflexiones se asumió que la viga está biempotrada con el caso más crítico; es decir, que las cargas distribuidas por CM y CV serán 2.31 y 0.77 ton/m; por otro lado, para la carga puntual por CM se consideró que actúa en el medio de la viga con un valor de 2.83

ton. Entonces para el cálculo de las deflexiones inmediatas debido a CM y CV, se empleó las fórmulas para el caso de viguetas.

$$\Delta i_{CM} = \frac{2.31 \times 10 \times 520^4}{384 \times 217371 \times 89060} + \frac{2.83 \times 10^3 \times 520^3}{192 \times 217371 \times 89060} = 0.34 \text{ cm}$$

$$\Delta i_{CV} = \frac{0.77 \times 10 \times 520^4}{384 \times 217371 \times 89060} = 0.07 \text{ cm}$$

Sin embargo, solo se consideró el 30% de la deflexión inmediata por carga viva que actúa permanentemente:

$$\Delta i_{70\%CV} = 0.7 \times 0.07 = 0.05 \text{ cm}$$

Después, se halló las deflexiones diferidas como se muestra a continuación:

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times 0.33\%} = 1.72$$

$$\Delta d_{CM} = 1.72 \times 0.34 = 0.58 \text{ cm}$$

$$\Delta d_{30\%CV} = 1.72 \times 0.02 = 0.03 \text{ cm}$$

Finalmente, la deflexión esperada y la deflexión límite son:

$$\Delta_{esperada} = 0.05 + 0.58 + 0.03 = 0.66 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión límite} = \frac{520}{480} = 1.1 \text{ cm}$$

Como la deflexión esperada es menor que el límite, el diseño de la viga es correcto.

7.9. Diseño final

Finalmente, se elaboró la siguiente figura donde se muestra una elevación longitudinal y el corte transversal de la viga VT-06 con su refuerzo de acero longitudinal y sus estribos.

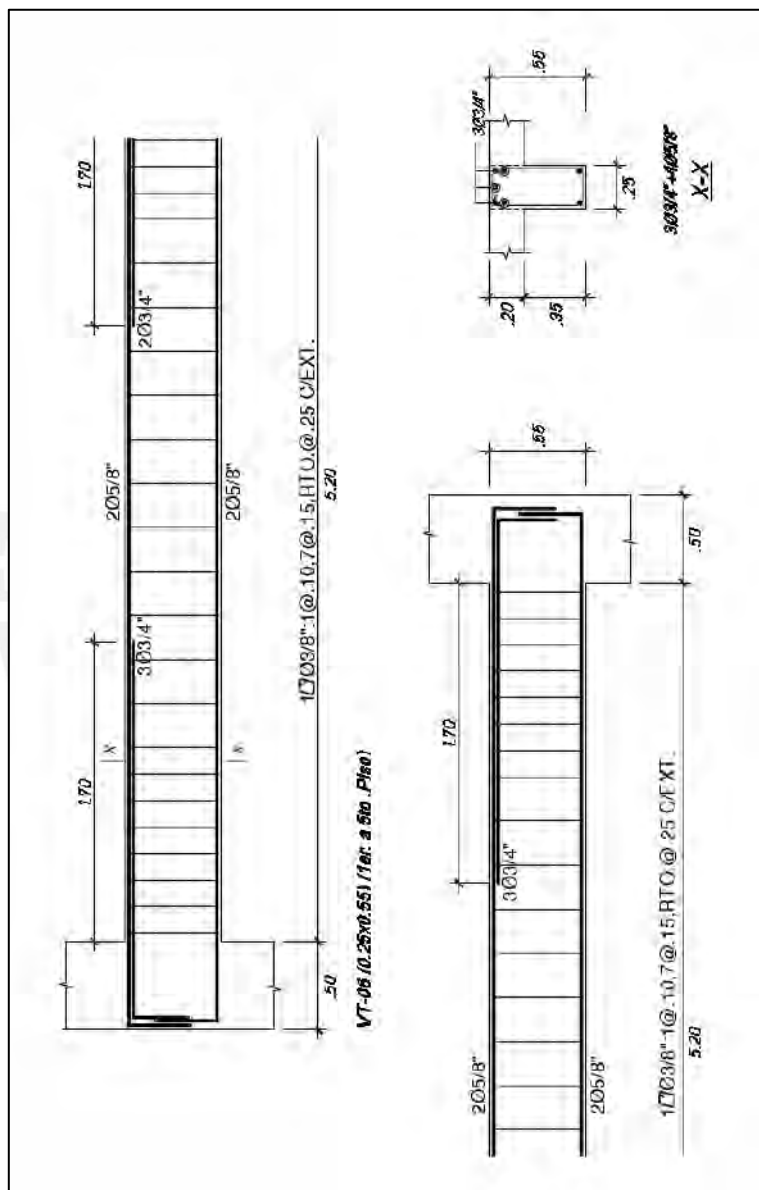


Figura 28. Diseño final de la viga VT-06

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son los elementos estructurales verticales que soportan las cargas de las vigas y las losas, es por ello estarán sometidos a cargas de compresión y flexo compresión. A continuación, se detallará el diseño de la columna C-02 ubicada entre los ejes C y 3.

8.1. Metrado de cargas

Para realizar el metrado se obtuvo un área tributaria igual 34.8 m²; es decir, esta área representa las cargas que llegan a la columna. Respecto al tipo de carga se consideró como carga muerta los pesos de la columna, el aligerado, las vigas y los tabiques; por otro lado, la carga viva fue el peso de la sobrecarga. Asimismo, se realizó la reducción de carga viva como se menciona en la Norma E.020. Se elaboró la siguiente tabla.

Tabla 25. Metrado de carga de columna C-02

Nivel	CM (ton)	Área trib (cm ²)	Ai (cm ²)	CV (ton)	fr	CV red (ton)
6	21.8	34.8	69.6	3.9	0.80	3.1
5	51.1	69.6	139.2	11.6	0.64	7.4
4	80.4	104.4	208.8	19.3	0.57	11.0
3	109.7	139.2	278.4	27.0	0.53	14.2
2	139.0	174	348	34.7	0.50	17.4
1	168.3	208.8	417.6	42.4	0.50	21.2

8.2. Análisis estructural

Luego de ejecutar el programa se obtuvo las fuerzas internas, además se consideró las cargas que se generan debido a las fuerzas sísmicas. Es importante mencionar que se tuvo en cuenta los ejes locales de la columna para interpretar los resultados. Se elaboró la siguiente figura.

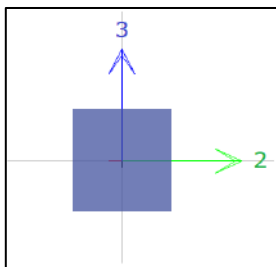


Figura 29. Ejes locales de la columna C-02

En cuanto a las fuerzas internas se elaboró la siguiente tabla.

Tabla 26. Fuerzas internas de la columna C-02

Nivel	Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
6	CM	21.8	-0.67	-0.08	-0.10	-1.15
	CV	3.1	-0.16	-0.04	-0.04	-0.25
	SX	0.42	2.00	0.66	0.78	2.35
	SY	0.01	0.03	6.32	7.47	0.03
5	CM	51.1	-1.08	-0.06	-0.08	-1.42
	CV	7.4	-0.22	-0.02	-0.04	-0.30
	SX	0.81	1.58	0.54	0.73	2.17
	SY	0.02	0.02	5.19	7.01	0.03
4	CM	80.4	-1.02	-0.05	-0.07	-1.38
	CV	11.0	-0.22	-0.02	-0.03	-0.29
	SX	1.19	1.68	0.60	0.81	2.33
	SY	0.04	0.02	5.65	7.70	0.03
3	CM	109.7	-1.03	-0.04	-0.06	-1.38
	CV	14.2	-0.22	-0.02	-0.03	-0.29
	SX	1.56	1.52	0.56	0.78	2.27
	SY	0.05	0.02	5.30	7.41	0.02
2	CM	139.0	-1.08	-0.03	-0.04	-1.46
	CV	17.4	-0.23	-0.01	-0.02	-0.31
	SX	1.87	1.17	0.46	0.67	1.95
	SY	0.06	0.01	4.35	6.58	0.02
1	CM	168.3	-0.56	-0.01	-0.02	-0.47
	CV	21.2	-0.12	-0.005	-0.01	-0.10
	SX	2.04	0.72	0.24	0.42	1.63
	SY	0.07	0.01	2.43	4.50	0.02

Con relación a las fuerzas internas de la tabla 26, es posible interpretar las cortante V2 y V3 como la cortantes en la dirección X e Y, respectivamente. Por otro lado, los momentos M3 y M2 serían los momentos en la dirección X e Y.

8.3. Diseño por flexo compresión

El diseño por flexo compresión considera el empleo de diagramas de interacción con las combinaciones de fuerzas y momentos dentro del diagrama. Por esta razón, se realizó las combinaciones de las fuerzas internas de la columna para el primer nivel. Se elaboró la siguiente tabla.

Tabla 27. Combinación de cargas en el primer piso de columna C-02

Combinación	Pu (ton)	Mu-x (ton.m)	Mu-y (ton.m)
1.4CM+1.7CV	271.7	-0.82	-0.05
1.25(CM+CV)+SX	238.9	0.92	0.37
1.25(CM+CV)-SX	234.8	-2.33	-0.46
0.9CM+SX	153.5	1.21	0.39
0.9CM-SX	149.4	-2.05	-0.44
1.25(CM+CV)+SY	236.9	-0.69	4.46
1.25(CM+CV)-SY	236.8	-0.72	-4.55
0.9CM+SY	151.5	-0.40	-0.005
0.9CM-SY	151.4	-0.44	-0.04

Por otra parte, la Norma E.060 limita la cuantía de acero entre 1 y 6%; por consiguiente, se colocó 4 varillas de 3/4" y 6 varillas de 5/8", con lo que se obtiene una cuantía de 1.04%. Se elaboró las siguientes figuras con los diagramas de interacción de diseño.

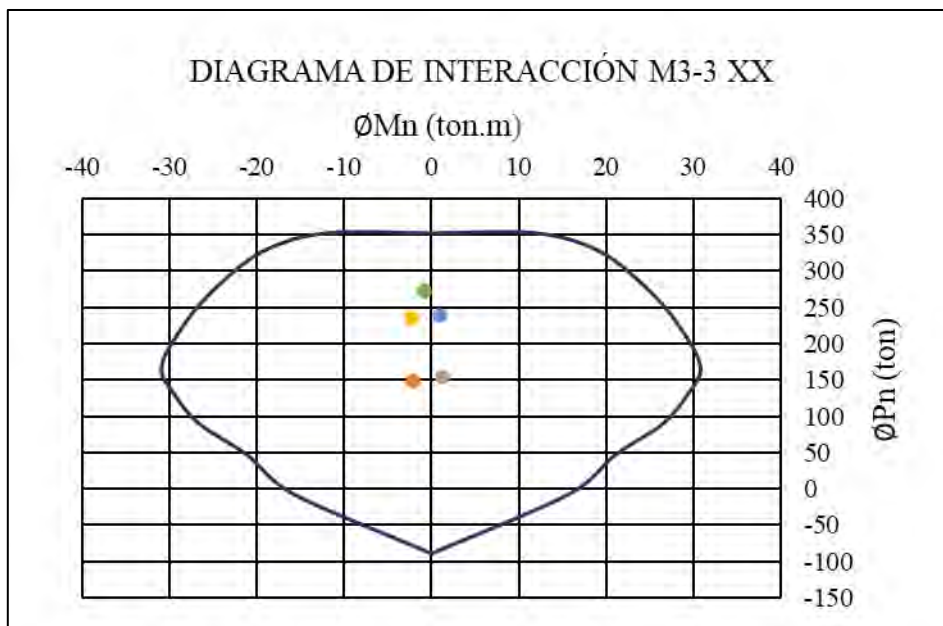


Figura 30. Diagrama de interacción M3-3 con fuerzas para sismo X

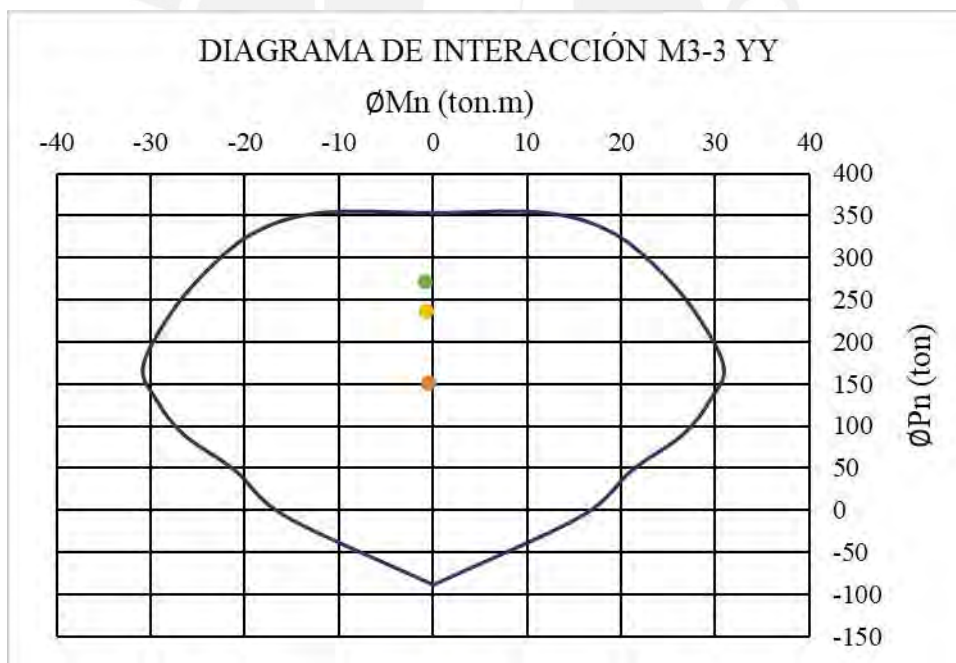


Figura 31. Diagrama de interacción M3-3 con fuerzas para sismo Y

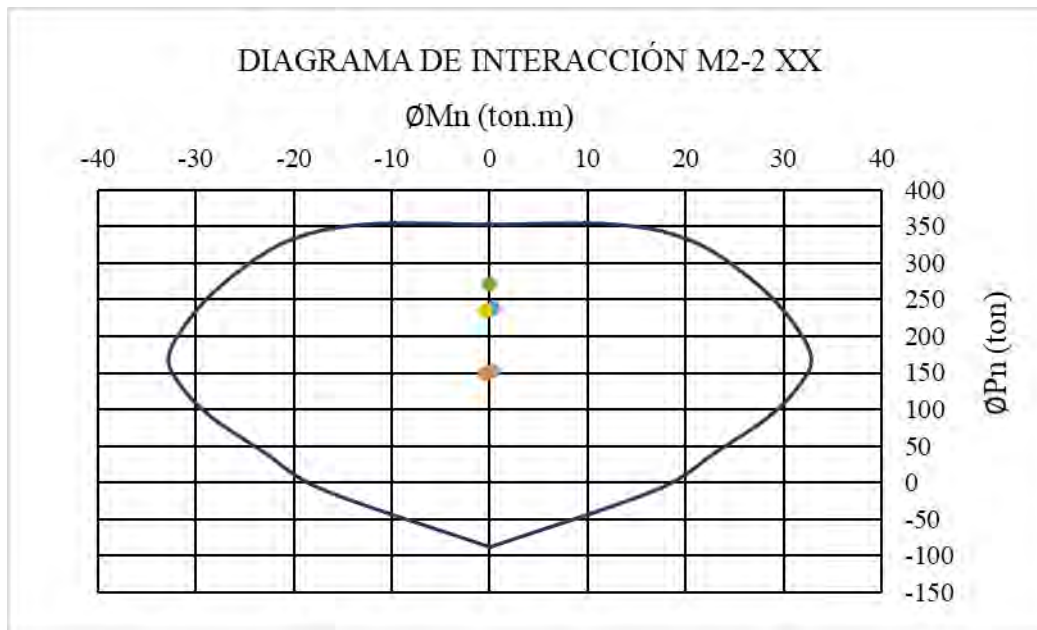


Figura 32. Diagrama de interacción M2-2 con fuerzas para sismo X

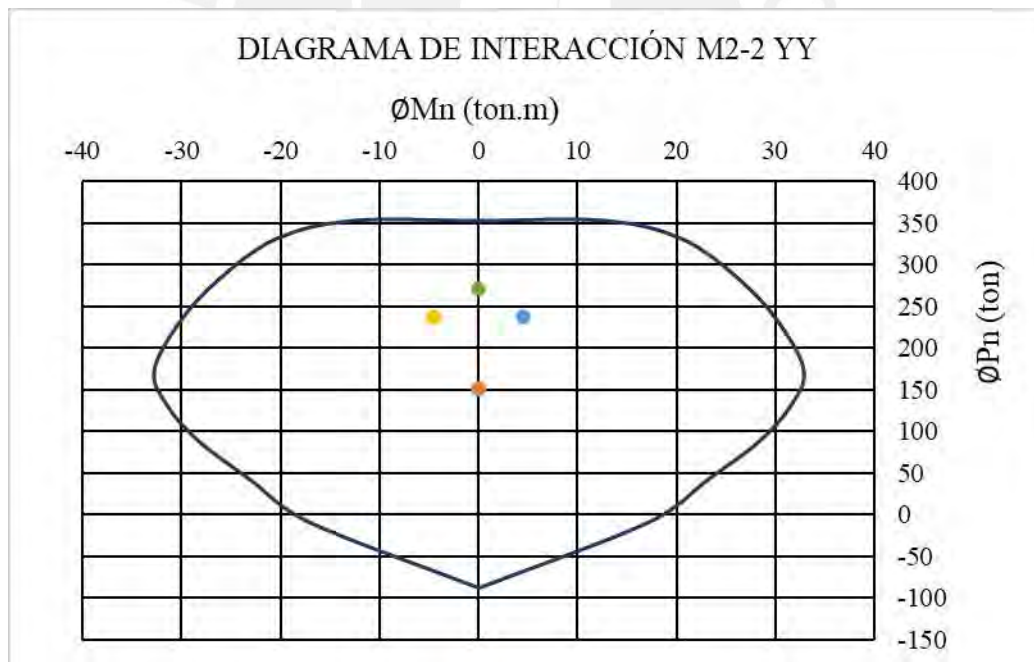


Figura 33. Diagrama de interacción M2-2 con fuerzas para sismo Y

Como se observa de las figuras anteriores, todos los puntos caen dentro de los diagramas de interacción de diseño. Para los pisos superiores se consideró la misma armadura colocada y se realizó el mismo procedimiento verificando que la armadura cumpla con soportar las cargas.

8.4. Diseño por corte

Según el capítulo 21 de la Norma E.060, se debe confinar los extremos de la columna una distancia que será la mayor de las siguientes opciones:

- $h_n/6 = 2.45/6 = 0.41 \text{ m.}$
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna; es decir, 0.5 m.
- 50 cm.

Por lo tanto, se confinará en 50 cm con estribos de 3/8" que tendrán un espaciamiento que será el menor de los siguientes valores:

- 8 veces el diámetro de la menor barra confinada, entonces se tiene $8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm.}$
- La mitad de la menor dimensión de la sección, entonces se tiene $45/2 = 22.5 \text{ cm.}$
- 10 cm.

Por consiguiente, se escogió un espaciamiento de 10 cm que deberá cumplir con la resistencia al corte para el cortante último, el cual se halló por un diseño por capacidad según el menor valor de los siguientes criterios:

- El cortante relacionado con los momentos nominales en cada extremo debidos a la mayor carga axial.

$$Vu = \frac{Mn_{sup} + Mn_{inf}}{hn}$$

De donde hn es la altura libre de la columna. De las figuras 30 y 31, se observa que con la fuerza axial de 153.5 ton se obtiene el valor de Mn igual a 42.41 ton.m; por otro lado, de las figuras 32 y 33 con la misma fuerza axial se obtiene el valor de Mn igual a 46.66 ton.m. Entonces reemplazando en la formula anterior se tiene:

$$Vu_{3-3} = \frac{42.41 + 42.41}{2.45} = 34.6 \text{ ton}$$

$$Vu_{2-2} = \frac{46.66 + 46.66}{2.45} = 38.09 \text{ ton}$$

- El segundo criterio es calculando el cortante máximo de las combinaciones considerando un factor de amplificación de 2.5 para las fuerzas de sismo. Se elaboró la siguiente tabla.

Tabla 28. Fuerzas cortantes amplificadas por 2.5 veces las fuerzas de sismo

Combinación	Pu (ton)	Vu-x (ton.m)	Vu-y (ton.m)
1.4CM+1.7CV	271.7	-0.99	-0.02
1.25(CM+CV)+2.5SX	242.0	0.94	0.58
1.25(CM+CV)-2.5SX	231.8	-2.64	-0.61
0.9CM+2.5SX	156.6	1.28	0.58
0.9CM-2.5SX	146.4	-2.30	-0.60
1.25(CM+CV)+2.5SY	237.0	-0.83	6.05
1.25(CM+CV)-2.5SY	236.7	-0.87	-6.08
0.9CM+2.5SY	151.6	-0.49	6.06
0.9CM-2.5SY	151.3	-0.53	-6.07

De la tabla 28, se observa que los valores de V_u son menores que los calculados en la primera opción; por lo tanto, el diseño por corte se realizara con los valores de V_u -y. Para el cálculo del aporte del concreto se empleó la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{P_u}{140A_g}\right) \times b \times d$$

Para cada combinación se halló el valor de ϕV_c . Se elaboró la siguiente tabla.

Tabla 29. Diseño por corte en la columna C-2

Combinación	P_u (ton)	V_u -y (ton.m)	ϕV_c (ton)
1.4CM+1.7CV	271.7	0.02	27.36
1.25(CM+CV)+2.5SX	242.0	0.58	26.05
1.25(CM+CV)-2.5SX	231.8	0.61	25.60
0.9CM+2.5SX	156.6	0.58	22.27
0.9CM-2.5SX	146.4	0.60	21.82
1.25(CM+CV)+2.5SY	237.0	6.05	25.83
1.25(CM+CV)-2.5SY	236.7	6.08	25.82
0.9CM+2.5SY	151.6	6.06	22.05
0.9CM-2.5SY	151.3	6.07	22.04

Como se observa en la tabla 29, la resistencia del concreto es suficiente para soportar las fuerzas de corte; por consiguiente, solo se necesita estribos mínimos.

8.5. Diseño final

Luego del diseño por corte se tiene la siguiente distribución de estribos de 3/8": 1@5, 5@10, resto@30 desde cada extremo de la columna. Se elaboró la siguiente figura de la sección transversal de la columna C-02.

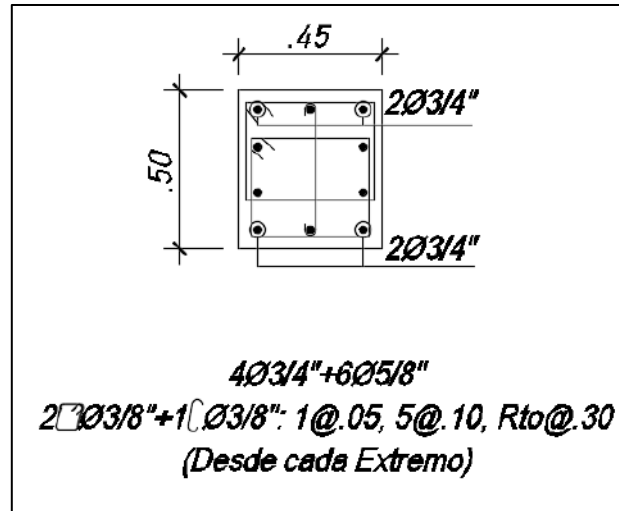
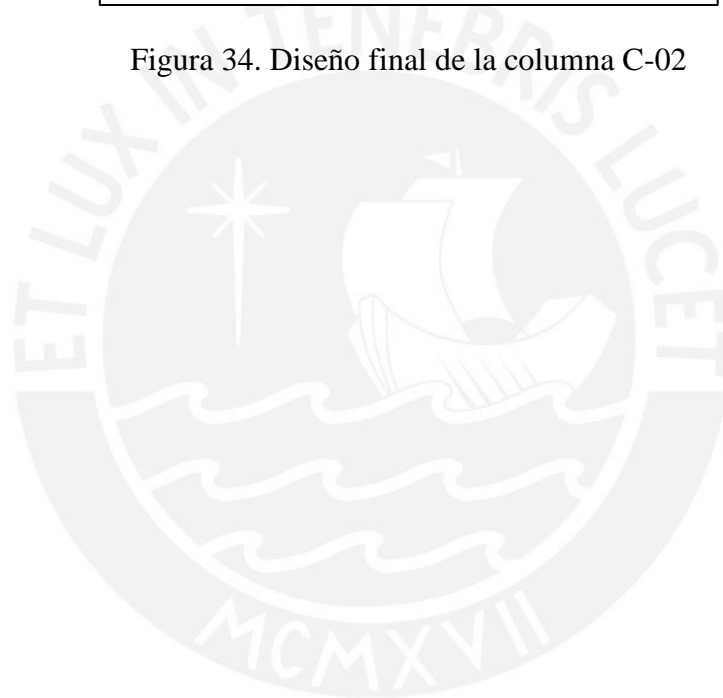


Figura 34. Diseño final de la columna C-02



CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS

Las placas son los elementos estructurales verticales que soportan las cargas sísmicas; es decir estos elementos resisten las cargas horizontales debido a las acciones sísmicas ya sea en la dirección X o Y. Las placas del proyecto tienen un espesor de 25 cm; se realizó el diseño de la placa PL-04 que se ubica en el eje F.

9.1. Metrado de carga

El metrado de cargas para la placa PL-04, se realizó como el metrado de una columna; para lo cual se halló un área tributaria igual a 21.73 cm² con lo que se conoce los elementos horizontales que soporta la placa. Se elaboró la siguiente tabla con el metrado por cargas de gravedad en cada nivel, cabe mencionar que se aplicó reducción de la carga viva.

Tabla 30. Metrado de carga de la placa PL-04

Nivel	CM (ton)	Área trib (cm ²)	Ai (cm ²)	CV (ton)	fr	CV red (ton)
6	16.5	21.73	43.46	2.1	0.95	2.0
5	34.9	43.46	86.92	6.3	0.74	4.7
4	53.3	65.19	130.38	10.4	0.65	6.8
3	71.6	86.92	173.84	14.6	0.60	8.8
2	90.0	108.65	217.3	18.8	0.56	10.6
1	108.4	130.38	260.76	23.0	0.53	12.3

9.2. Análisis estructural

Luego de efectuar el análisis estructural se obtuvo las fuerzas internas en la placa, cabe mencionar que se tuvo en cuenta los ejes locales en la placa para una correcta interpretación de los resultados. Se elaboró la siguiente figura.

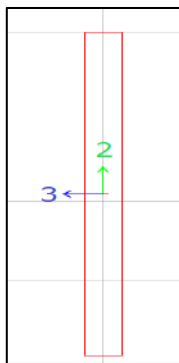


Figura 35. Ejes locales de la placa PL-04

Se elaboró la siguiente tabla con las fuerzas internas en todos los niveles.

Tabla 31. Fuerzas internas de la placa PL-04

Nivel	Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
6	CM	16.5	-0.48	0.0002	0.001	-0.96
	CV	2.0	0.00	-0.0001	-0.0004	-0.05
	SX	2.2	0.69	0.044	0.12	1.15
	SY	0.3	5.20	0.0004	0.001	26.00
5	CM	34.9	-0.48	-0.003	-0.007	-1.53
	CV	4.7	-0.04	-0.0004	-0.001	-0.35
	SX	4.6	1.04	0.056	0.09	3.00
	SY	0.6	18.20	0.001	0.001	26.86
4	CM	53.3	-0.46	-0.002	-0.012	-2.07
	CV	6.8	-0.03	0.000	-0.002	-0.62
	SX	6.9	1.02	0.061	0.20	4.89
	SY	0.9	25.63	0.001	0.002	62.52
3	CM	71.6	-0.47	-0.003	-0.02	-2.68
	CV	8.8	-0.03	-0.001	-0.004	-0.92
	SX	9.2	1.00	0.099	0.44	6.62
	SY	1.2	31.94	0.001	0.004	122.67
2	CM	90.0	-0.48	-0.003	-0.026	-3.36
	CV	10.6	-0.04	-0.001	-0.005	-1.27
	SX	11.0	0.96	0.07	0.61	8.13
	SY	1.5	42.80	0.001	0.006	216.08
1	CM	108.4	-0.25	0.0002	-0.026	-3.47
	CV	12.3	-0.03	0.0002	-0.005	-1.62
	SX	12.1	3.48	0.31	1.41	16.52
	SY	1.6	59.55	0.003	0.013	362.63

Es importante mencionar que las fuerzas obtenidas en la tabla 31 no fueron amplificadas por el factor 1.25. Ya que cuando se analizó la placa por redundancia según la Norma E.030 se obtuvo que las fuerzas internas de corte son menos que el 30 % de la fuerza cortante en cualquier entrepiso.

9.3. Diseño por flexo compresión

Se realizó el diseño en el primer nivel ya que se presenta las mayores fuerzas axiales y momentos. Se elaboró la siguiente tabla que muestra las combinaciones de fuerza en el primer piso.

Tabla 32. Combinación de fuerzas en el primer de la placa PL-04

Combinación	Pu (ton)	Mu-x (ton.m)	Mu-y (ton.m)
1.4CM+1.7CV	172.7	-0.04	-7.61
1.25(CM+CV)+SX	163.0	1.4	10.2
1.25(CM+CV)-SX	138.7	-1.4	-22.9
0.9CM+SX	109.7	1.4	13.4
0.9CM-SX	85.4	-1.4	-19.6
1.25(CM+CV)+SY	152.5	-0.03	356.3
1.25(CM+CV)-SY	149.3	-0.1	-369.0
0.9CM+SY	99.2	-0.01	359.5
0.9CM-SY	95.9	-0.04	-365.8

Según la Norma E.060, se debe cumplir con una cantidad mínima de acero vertical según la siguiente cuantía:

- Cuantía de refuerzo vertical no menor que 0.0015, con lo cual se obtiene $A_{s_{horiz}} = 0.0015 \times 100 \times 25/2 = 1.88 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, se tendrá varillas verticales de 3/8" @20 cm en el alma, posteriormente esta cantidad de acero colocado será verificado.

9.3.1. Elementos de borde

Según el capítulo 21 de la Norma E.060, se debe usar elementos de borde confinados en los extremos, cuando el esfuerzo en compresión de la fibra extrema debido a las fuerzas amplificadas sea mayor que $0.2f'c$. De la tabla 32, se empleó los siguientes valores $Pu = 149.3 \text{ ton}$ y $Mu-y = 369 \text{ ton.m}$. Se elaboró la siguiente tabla con las propiedades geométricas de la placa.

Tabla 33. Propiedades geométricas de la placa PL-04

Área (m ²)	Xc (m ²)	Yc (m ²)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)
0.675	0.125	1.35	0.410	0.004

Luego se empleó la siguiente fórmula para hallar el esfuerzo en compresión:

$$\sigma = \frac{Pu}{A} + \frac{Mu \times Y}{I_x}$$

$$\sigma_{comp} = \frac{149.3}{0.675} + \frac{369 \times 1.35}{0.41} = 1436.2 = 143.6 \text{ kg/cm}^2$$

De la formula anterior se despreció el aporte del momento $Mu-x$, porque su valor es pequeño comparado con el momento $Mu-y$. Por otro lado, se obtiene un esfuerzo de compresión mayor que $0.2f'c$ cuyo valor es 42 kg/cm^2 ; por lo tanto, la placa necesita de elementos de borde. Respecto a las dimensiones de los núcleos confinados se asume que, sus anchos son igual al espesor de la placa y sus longitudes pueden ser entre 10 y 15% de la longitud horizontal de la placa; es decir, 27 a 40.5 cm, entonces se consideró que los núcleos tienen una longitud de 40 cm. Con relación a la cantidad de acero que se debe colocar, se asumió 1.5 % del área bruta del núcleo de confinamiento; así se obtuvo 15 cm^2 como área de acero, entonces se colocó 4 barras de $3/4"$ y 2 barras de $5/8"$. Sin embargo, se debe verificar que la los elementos de borde se prolonguen horizontalmente la mayor distancia de $c/2$ y $c - 0.1lm$, donde c es el mayor valor del eje neutro debido a las cargas

amplificadas y lm es la longitud horizontal de la placa. Se empleó el programa SAP 2000 para calcular el eje neutro, en la cual se usó la herramienta “Section Designer”, donde se dibujó la sección transversal de placa y se ingresó la fuerza axial nominal (P_n) que se halló de la siguiente manera:

$$\phi = 0.9 - 0.2 \times \frac{Pu}{0.1 \times f'c \times Ag}$$

$$\phi = 0.9 - 0.2 \times \frac{163000}{0.1 \times 210 \times 6750} = 0.67$$

$$P_n = \frac{Pu}{\phi}$$

$$P_n = \frac{163}{0.67} = 243.3 \text{ ton}$$

Ejecutando el programa se obtiene una deformación del acero de 0.012 y conociendo la deformación del concreto se halló c mediante relación de triángulos:

$$\frac{c}{0.003} = \frac{3.34 - c}{0.012}$$

$$c = 0.65m = 65 \text{ cm}$$

Entonces se tiene las siguientes distancias horizontales de los bordes de confinamiento:

- $c/2 = 65/2 = 32.5 \text{ cm}$
- $c - 0.1lm = 65 - 0.1 * 270 = 38 \text{ cm}$

Por lo tanto, se verificó que la longitud de los núcleos de confinamiento de 40 cm es correcta.

9.3.2. Diagrama de interacción

Luego de definir las barras en el primer piso se obtuvo los diagramas de momentos nominales de diseño. Se elaboró la siguiente figura donde se tiene los puntos más críticos.

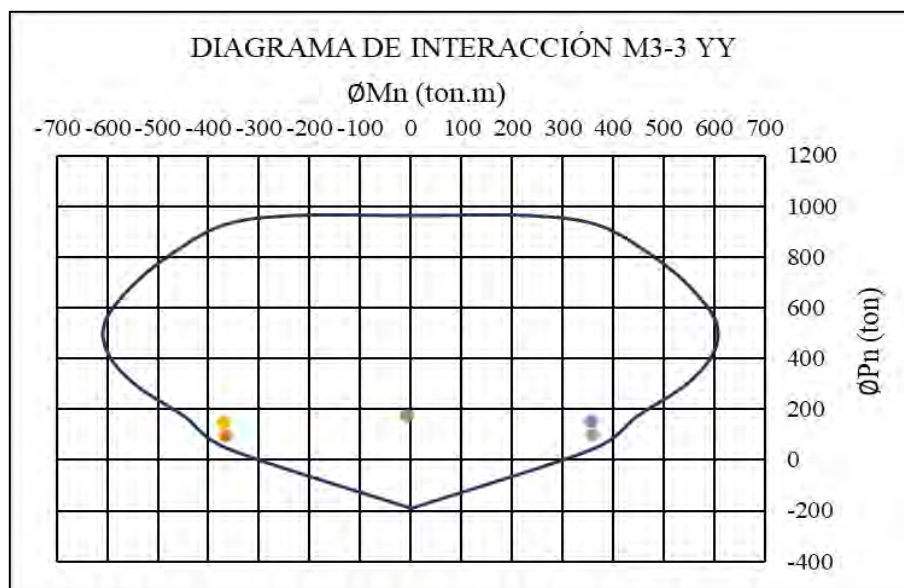


Figura 36. Diagrama de interacción M3-3 con fuerzas para sismo Y

Se observa en la figura 36, que los puntos de las combinaciones de diseño caen dentro del diagrama; por lo tanto, el diseño es correcto en el primer nivel. Por otro lado, para los pisos superiores se puede reducir la armadura colocada ya que las fuerzas internas se reducen; no obstante, se realizó el mismo procedimiento de diseño por flexo compresión verificando que la armadura cumpla con soportar las cargas.

9.4. Diseño por corte

El capítulo 21 de la Norma E.060, exige que se cumpla con los requisitos del diseño por capacidad para las placas; por lo tanto, se halló una nueva fuerza de corte con la siguiente fórmula:

$$Vu_{cap} = Vu \times \left(\frac{Mn}{Mu} \right)$$

Donde el momento nominal Mn se obtiene como la proyección del mayor valor de Pu en el diagrama de interacción nominal. Por lo tanto, para el valor de $Pu = 152.5 \text{ ton}$, se obtiene $Mn = 550 \text{ ton.m}$, además se tiene $Vu = 59.9 \text{ ton}$ y $Mu = 356.3 \text{ ton.m}$ y reemplazando los valores en la fórmula:

$$Vu_{cap} = 59.9 \times \left(\frac{550}{356.3} \right) = 92.46 \text{ ton}$$

También, se halló la resistencia al corte del concreto y del acero con las siguientes fórmulas:

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times 0.8 \times lm$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times 270/1000 = 35.3 \text{ ton}$$

$$Vs = \frac{Vu_{cap}}{\phi} - Vc$$

$$Vs = \frac{92.46}{0.85} - 41.5 = 67.3 \text{ ton}$$

Entonces, se halló el espaciamiento de las varillas horizontales de 3/8"

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 0.8 \times 270}{67300} = 19.1 \text{ cm}$$

Además, estas varillas se colocaron en una altura que corresponde al mayor valor de las siguientes opciones:

- La longitud del muro lm ; es decir, 2.7 m.
- La relación de $Mu/4Vu$, reemplazando los valores se obtiene 1.48 m.

- La altura de los dos primeros pisos; es decir, 5.4 m.

Por lo tanto, se tendrá varillas horizontales de 3/8" @15 cm distribuidos en los dos primeros pisos. Respecto a los elementos de borde, el espaciamiento del refuerzo transversal no debe sobrepasar el menor valor de las siguientes opciones:

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada; es decir, $10 \times 1.59 = 15.9 \text{ cm}$.
- La menor dimensión de la sección transversal del núcleo confinado; es decir, 25 cm.
- 25 cm.

Además, estos estribos deben colocarse en una altura no menor al mayor de los valores de las siguientes opciones:

- Lm cuyo valor es 2.7 m.
- $0.25Mu/Vu$, reemplazando los valores $0.25 \times 356.3/59.9 = 1.48 \text{ m}$

Por consiguiente, se empleó estribos de 3/8" @15 cm repartidos en una altura igual 2.7 metros en los elementos de borde. Adicionalmente, la cuantía de acero vertical por corte no debe ser menor que 0.0025, en tal caso se tiene:

$$\rho_v = \frac{2 \times 0.71 \div 0.20}{25 \times 100} = 0.0028$$

9.5. Diseño final

El diseño final se muestra a continuación

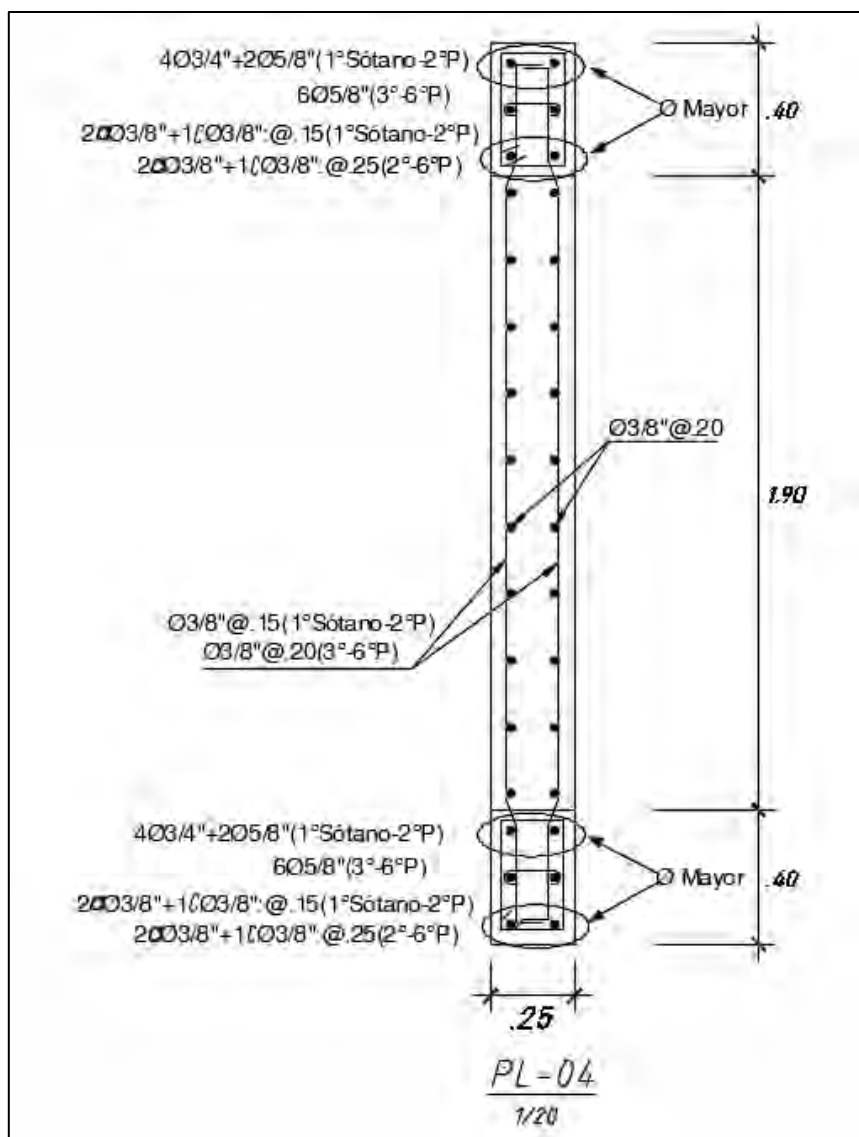


Figura 37. Diseño final de la placa PL-04

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son los elementos estructurales que transmiten las cargas de las columnas y placas al terreno. Las cimentaciones del proyecto fueron zapatas aisladas y zapatas conectadas. Para lo cual se comenzó con el dimensionamiento de las zapatas y posteriormente su diseño de acuerdo a la Norma E.060.

10.1. Características del suelo de la cimentación

Como el proyecto se encuentra en el distrito de Lince, se asumió que tendrá un suelo con buenas características para la cimentación, con una capacidad portante de 4 kg/cm^2 y se estimó su peso específico igual a 2.0 ton/m^3 .

10.2. Zapata aislada

Se realizó el diseño de la zapata aislada de la columna C-02 ubicada entre los ejes C y 3. Además, se consideró un nivel mínimo de fondo de zapata (NFZ) de 1.00 m

10.2.1. Dimensionamiento de la zapata

Previo al diseño de la zapata, se realizó el dimensionamiento bajo cargas de servicios, con lo cual se halló esfuerzos en el suelo tal que dichos esfuerzos sean menores que la capacidad portante; además según la Norma E.060 se puede reducir en un 80% las acciones sísmicas. Se trabajó con el siguiente sistema de ejes locales

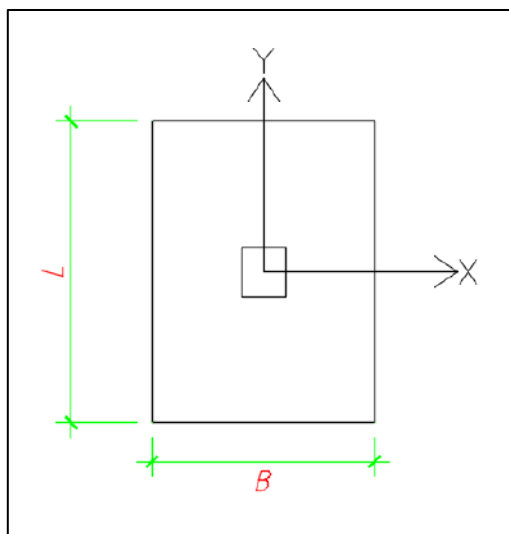


Figura 38. Ejes locales de la zapata Z-03

Por lo tanto, se elaboró la siguiente tabla con las fuerzas y momentos en la base de la columna.

Tabla 34. Fuerzas y momentos bajo cargas de servicio en la zapata Z-03

Carga	P (ton)	M-x (ton.m)	M-y (ton.m)
CM	168.3	-0.47	-0.02
CV	21.2	-0.10	-0.01
SX	2.04	1.63	0.42
SY	0.07	0.02	4.50

Como primera verificación se halló un área tentativa para la zapata, para lo cual se trabajó con las cargas axiales de carga muerta y viva.

$$Area\ tentativa = \frac{(168.3 + 21.2) \times 1.05}{40} = 4.97\ m^2$$

Se amplificó la carga axial por 1.05, ya que se incluyó el peso de la zapata y el suelo. Por lo tanto, se optó por una zapata de 2.15x2.2 metros con volados de 0.85 metros con lo cual se tiene un área de 4.73 m². Luego se verificó los esfuerzos con la siguiente fórmula

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M_y}{BL^2} \pm \frac{6M_x}{B^2L}$$

Se realizó la siguiente tabla que muestra los esfuerzos para cada caso de carga y cada esquina de la zapata.

Tabla 35. Esfuerzos aplicados al suelo por la zapata Z-03

Casos	Esfuerzos (ton/m ²)			
	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
CM+CV	41.71	42.38	41.76	42.42
CM+CV+SX	43.37	42.11	42.93	41.67
CM+CV+SY	44.34	44.98	39.19	39.83

De la table 35, se observa que se obtiene un esfuerzo mayor a 40 ton/m²; sin embargo, la Norma E.060 permite incrementar en 30% el valor de la capacidad portante del suelo cuando se tiene cargas de sismo. Por consiguiente, la dimensión asumida para la zapata es correcta.

10.2.2. Esfuerzo ultimo

Para el diseño por el método de resistencia se amplificó las cargas según la combinación a emplear. Se elaboró la siguiente tabla con las combinaciones

Tabla 36. Esfuerzos últimos en la zapata Z-03

Combinaciones	Esfuerzos (ton/m ²)			
	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
1.4CM+1.7CV	59.79	60.76	59.85	60.82
1.25(CM+CV)+SX	53.80	52.71	53.37	52.27
1.25(CM+CV)+SY	54.76	55.57	49.63	50.43

De la tabla 36, se calculó el mayor esfuerzo igual a 60.82 ton/m², pero para el diseño se empleó 60 ton/m².

10.2.3. Diseño por corte

Para el diseño por corte la resistencia al concreto debe ser lo suficiente para resistir el cortante a “d” de la cara de la columna, como se observa en la siguiente figura que se elaboró.

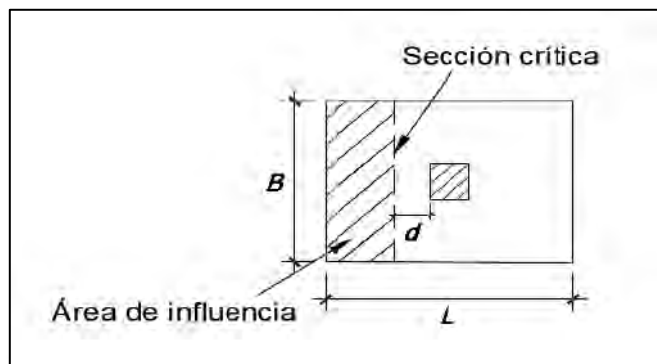


Figura 39. Sección crítica debido al corte

Se asumió un peralte de $h = 60 \text{ cm}$ y un peralte efectivo $d = 50 \text{ cm}$ y se empleó la siguiente fórmula para hallar el aporte del concreto

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

$$\phi V_c = \frac{0.85(0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 50)}{1000} = 32.64 \text{ ton}$$

Por otro lado, para hallar el cortante de diseño se empleó la siguiente fórmula

$$V_u = \sigma_u \times b \times (c - d)$$

$$V_u = 60 \times 1 \times (0.85 - 0.5) = 21 \text{ ton}$$

Se tiene que $\phi V_c > V_u$, se verifica que el peralte es correcto.

10.2.4. Diseño por punzonamiento

El punzonamiento se evaluó en la sección crítica a “d/2” de la cara de la columna, como se observa en la siguiente figura que se elaboró.

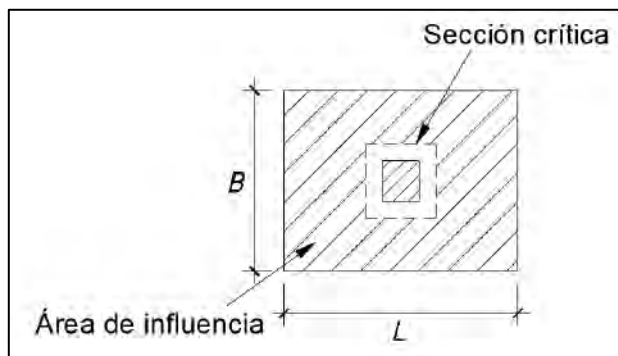


Figura 40. Sección crítica debido al punzonamiento

La resistencia del concreto al punzonamiento se halló con la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = 0.85(1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d)$$

$$\phi V_c = \frac{0.85(1.06 \times \sqrt{210} \times 390 \times 50)}{1000} = 254.61 \text{ ton}$$

Mientras que el cortante por punzonamiento se halló de la siguiente manera:

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_0)$$

$$V_u = 60(4.73 - 0.95) = 226.8 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$, entonces el peralte de la zapata es correcto.

10.2.5. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se analizó la sección en la cara de la columna. El momento máximo de diseño se halló con la siguiente fórmula:

$$Mu = \sigma_u \times \frac{c^2}{2}$$

$$Mu = 60 \times \frac{0.85^2}{2} = 21.7 \text{ ton.m}$$

Con el momento calculado, se halló el área de acero requerido de la siguiente manera:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0.85 \times f'c \times b}}$$

$$a = 50 - \sqrt{50^2 - \frac{2 \times 21.7 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 100}} = 2.8 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times (d - a/2)}$$

$$As = \frac{21.7 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (50 - 2.8/2)} = 11.8 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocó una malla inferior de 5/8 pulg @ 15 cm en ambas direcciones. Además, se verificó que la armadura sea mayor que el acero mínimo

$$As_{min} = 0.0018bh$$

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

10.2.6. Diseño final

Se elaboró la siguiente figura que muestra el diseño final

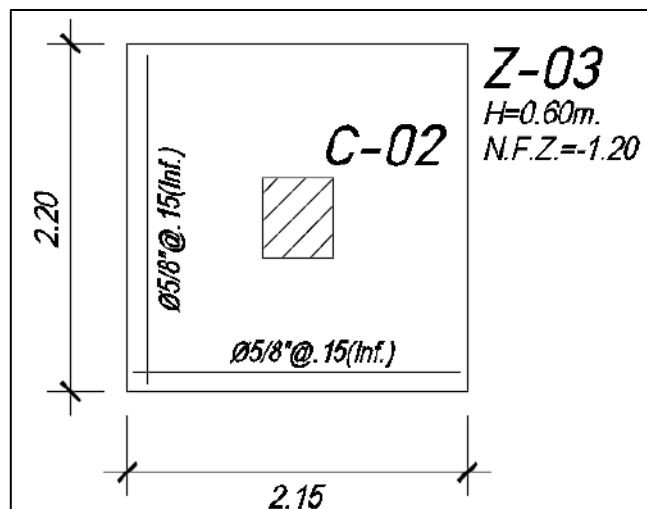


Figura 41. Diseño final de la zapata Z-03

10.3. Zapata conectada

Se diseño la zapata excéntrica Z-07 que está unido por vigas de cimentación a las zapatas de Z-06 y Z-08, con un nivel de fondo de cimentación -1.10 metros.

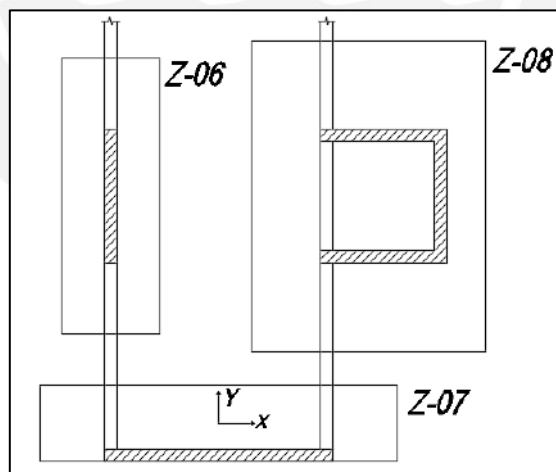


Figura 42. Zapatas conectadas con sus ejes locales

10.3.1. Dimensionamiento de la zapata

Para el dimensionamiento, primero se determinó las solicitaciones que actúan en la zapata de acuerdo al eje local de la figura 41, se elaboró la siguiente tabla.

Tabla 37. Fuerzas y momentos bajo cargas de servicio en la zapata exterior Z-07

Carga	P (ton)	M-x (ton.m)	M-y (ton.m)
CM	120.80	8.20	-0.03
CV	19.45	1.19	-0.02
SX	1.26	366.94	0.26
SY	15.78	68.22	3.19

Luego, se propuso las posibles dimensiones de 6.50 x 1.30 m para la zapata, que serán verificadas mediante el cálculo de los esfuerzos por el método de Meyerhof. A manera de ejemplo se calculó con las solicitaciones del sismo X.

$$\sigma = \frac{P}{2(0.5 \times L - e) \times B}$$

$$\sigma = \frac{120.8 + 19.45 + 14.2 + 5.83 + 1.26 \times 0.8}{2(0.5 \times 6.5 - \frac{8.2 + 1.19 + 366.94 \times 0.8}{120.8 + 19.45 + 1.26 \times 0.8}) \times 1.3} = 45.2 \text{ ton/m}^2$$

De la misma manera se calculó los esfuerzos para cada caso de carga, con lo que se elaboró la siguiente tabla con todos los esfuerzos.

Tabla 38. Esfuerzos aplicados al suelo por la zapata Z-07

Casos	Esfuerzos (ton/m ²)	
	σ1	σ2
CM+CV	17.79	17.42
CM+CV+SX	45.20	16.79
CM+CV+SY	22.78	19.91

Se observa en la tabla 38, que los esfuerzos para el caso de cargas de gravedad son menores que 40 ton/m². Sin embargo, para el caso donde interviene la fuerza sísmica se obtiene un esfuerzo mayor que la presión admisible; aun así, la Norma E.060 permite aumentar la capacidad del suelo en un 30%, con lo cual se obtiene una presión admisible de 52 ton/m²; en consecuencia, las dimensiones de la zapata son correctas.

10.3.2. Diseño de la zapata conectada

Para el diseño de las zapatas se consideró la presión última como la presión admisible amplificado por un factor de 1.5, es por ello que se obtiene un esfuerzo de diseño $\sigma_u = 60 \text{ ton/m}^2$.

10.3.2.1. Diseño por corte

La fuerza de corte debe ser resistida por la resistencia del concreto, que dependerá del valor del peralte efectivo que tendrán las zapatas, para lo cual se empleó un ancho de 1 m, además la sección crítica se ubica una distancia “d” de la cara de la placa.

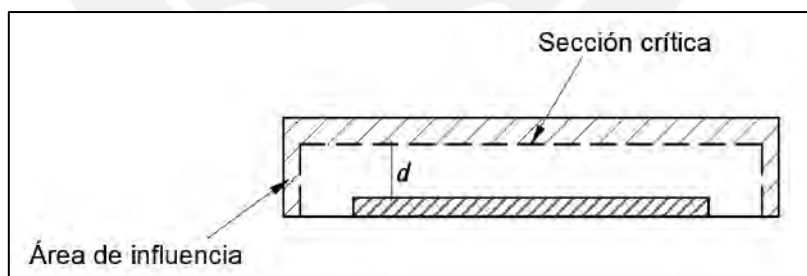


Figura 43. Sección crítica debido al corte en la zapata Z-07

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

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times \frac{60}{1000} = 39.2 \text{ ton}$$

$$Vu = 60 \times (1.05 - 0.6) = 27 \text{ ton}$$

Se tiene que la resistencia del concreto es mayor que el cortante último, es por ello que el peralte de 70 es adecuado para la zapata.

10.3.2.2. Diseño por punzonamiento

En este diseño, el aporte del concreto deberá ser capaz de soportar el corte por punzonamiento; la sección donde se analizó se ubica una distancia de “d/2” a partir de las caras de las placas.

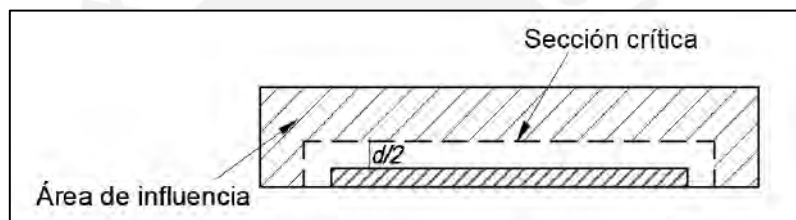


Figura 44. Sección crítica debido al punzonamiento en la zapata Z-07

Se empleó las siguientes fórmulas para el cálculo de la resistencia del concreto y la cortante de diseño.

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

$$\phi Vc = 0.85(1.06 \times \sqrt{210} \times 1160 \times 60)/1000 = 908.7 \text{ ton}$$

$$Vu = \sigma_u(A_{total} - A_0)$$

$$Vu = 60(8.45 - 2.88) = 334.2 \text{ ton}$$

De los cálculos se observa que ϕVc es mayor que Vu ; por lo tanto, el peralte de la zapata cumple con el diseño.

10.3.2.3. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se realizó un modelo de elementos finitos mediante el programa SAP 2000, donde la zapata se modeló como un elemento tipo cáscara; por otro lado, la placa y las vigas de cimentación se idealizaron como apoyos simples. También se asignó al modelo el esfuerzo de 60 ton/m² perpendicular al plano de la zapata en el sentido opuesto a la gravedad. Se elaboró las siguientes figuras con los resultados luego de ejecutar el programa.

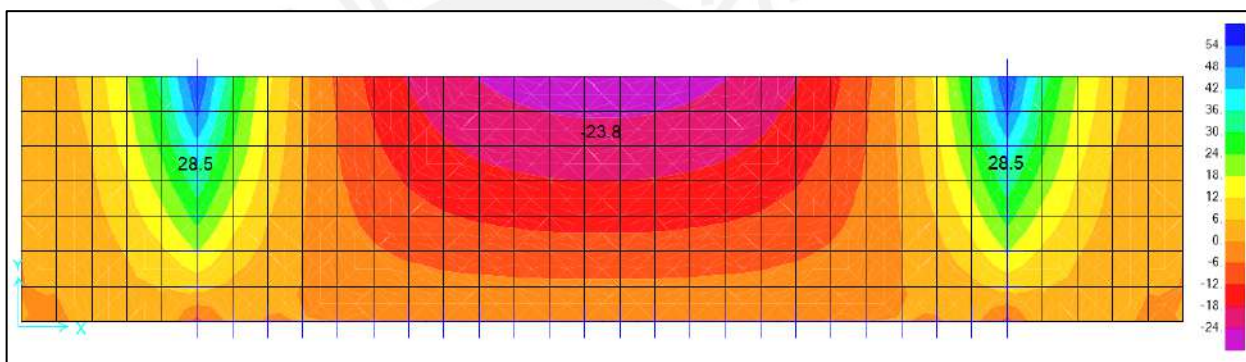


Figura 45. Momentos M11 de la zapata Z-07 en ton-m

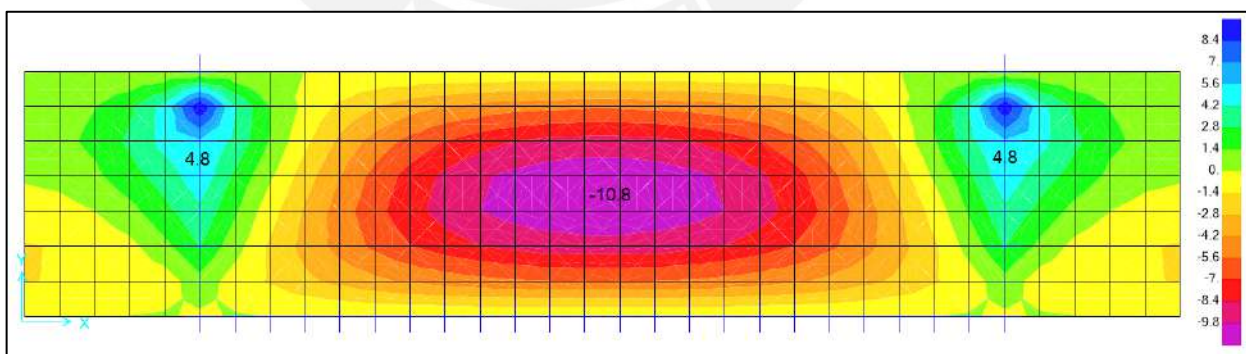


Figura 46. Momentos M22 de la zapata Z-07 en ton-m

De las figuras 45 y 46, se obtiene los momentos últimos los cuales son: -23.8 y 28.5 ton-m para momentos M11, mientras que para los momentos M22 se tiene -10.9 y 4.8 ton-m. Se muestra el cálculo del acero requerido para el momento mayor.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0.85 \times f'c \times b}}$$

$$a = 60 - \sqrt{60^2 - \frac{2 \times 28.5 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 100}} = 3 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times (d - a/2)}$$

$$As = \frac{28.5 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (60 - 3/2)} = 12.9 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocó una malla inferior de 3/4 pulg @ 20 cm en la dirección X. Se elaboró la siguiente tabla con el resultado para los momentos obtenidos líneas arribas.

Tabla 39. Diseño por flexión de la zapata Z-07

Mu (ton.m)	23.8	28.5	10.8	4.8
a (cm)	2.5	3.0	1.1	0.5
As (cm²)	10.7	12.9	4.8	2.1
As mín (cm²)	12.6	12.6	12.6	12.6
Varilla	5/8"@15 cm	3/4"@20 cm	5/8"@15 cm	5/8"@15 cm

10.3.2.4. Diseño final

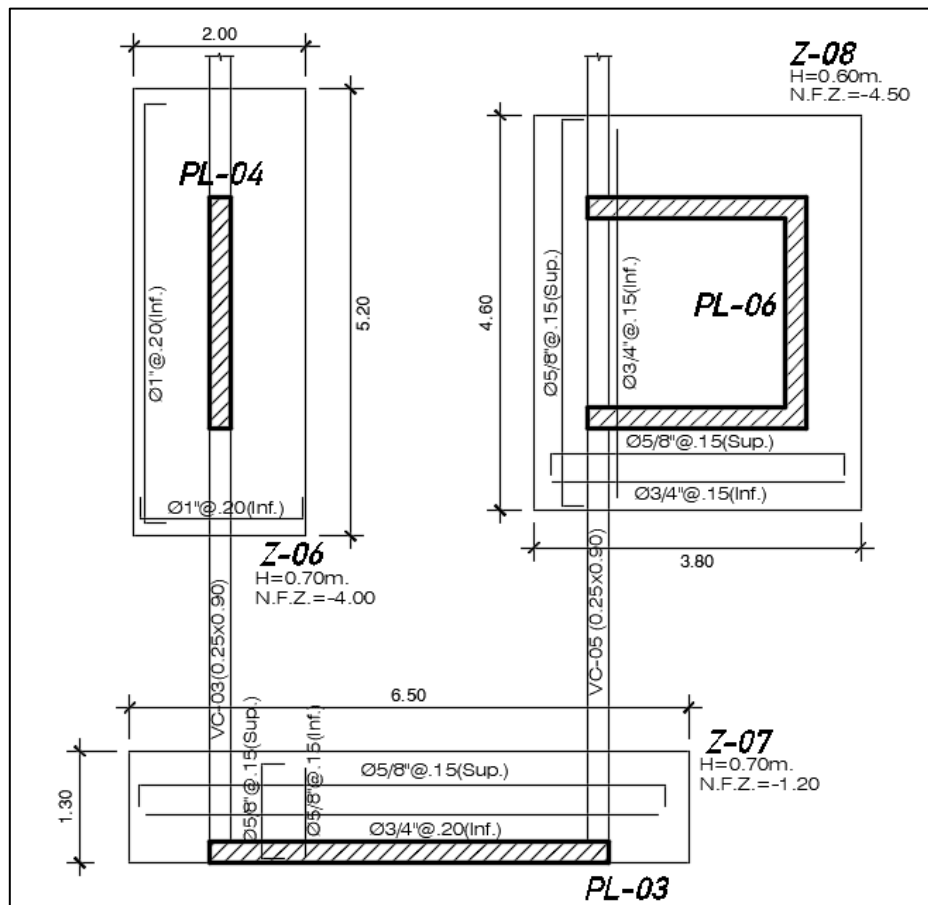


Figura 47. Diseño final de la zapata conectada

10.4. Viga de cimentación

Se realizó el diseño de las vigas de cimentación VC-03 y VC-05 de las zapatas conectadas.

La dimensión de las vigas es 0.25x0.90 metros.

10.4.1. Análisis estructural

Se propuso los siguientes modelos estructurales de las vigas de cimentación

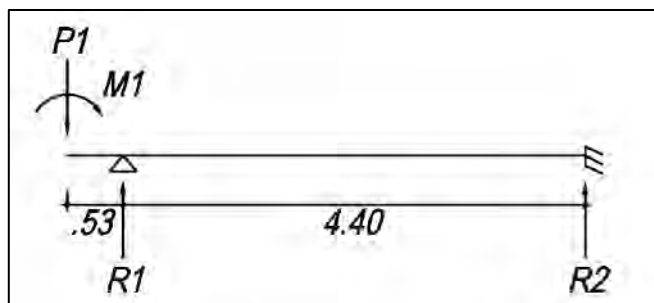


Figura 48. Modelo estructural en metros de las zapatas conectadas Z-06 y Z-07

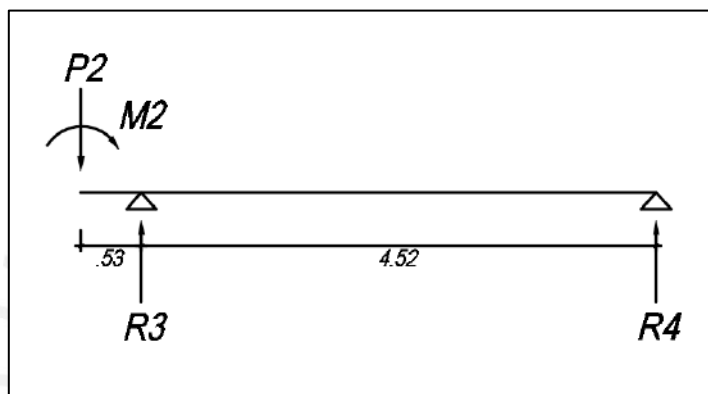


Figura 49. Modelo estructural en metros de las zapatas conectadas Z-07 y Z-08

Ya que las vigas de cimentación se diseñarán para resistir el momento que se genera debido a la excentricidad de la zapata Z-07, se elaboró las siguientes figuras donde se tiene los momentos y cortantes últimos. Cabe mencionar que la fuerza axial excéntrica corresponde para la combinación $1.25(CM + CV) \pm S$, ya que se tiene la mayor carga axial y por consiguiente se obtiene los mayores momentos. Se realizó las siguientes figuras que muestran el DMF y DFC para el diseño de las vigas de cimentación.

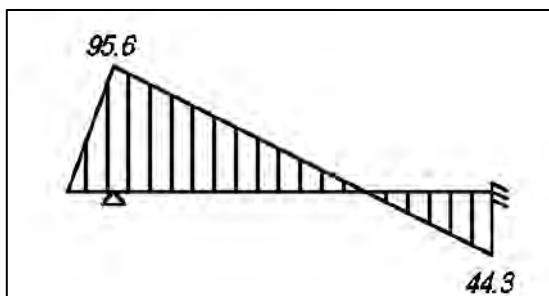


Figura 50. Diagrama de momento flector (DMF) en ton.m de la viga VC-03

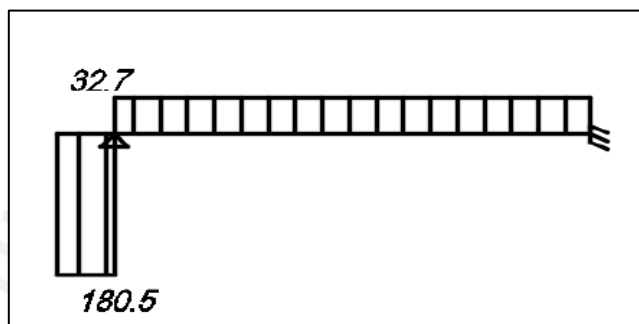


Figura 51. Diagrama de fuerza cortante (DFC) en ton de la viga VC-03

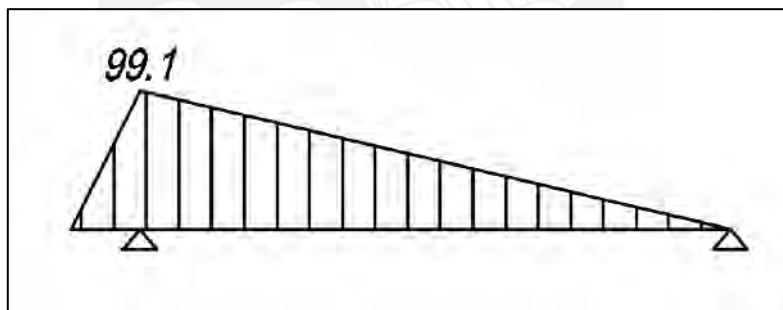


Figura 52. Diagrama de momento flector (DMF) en ton.m de la viga VC-05

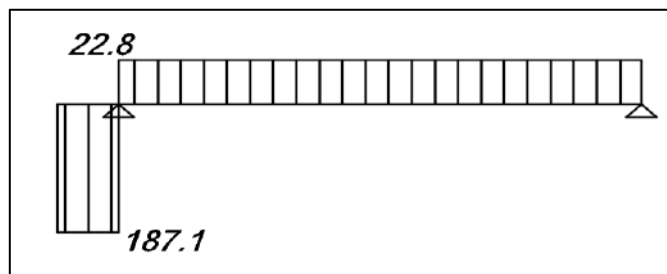


Figura 53. Diagrama de fuerza cortante (DFC) en ton de la viga VC-05

10.4.2. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se asumió un peralte efectivo de 80 centímetros. Se elaboró la siguiente tabla que muestra los resultados del diseño por flexión.

Tabla 40. Diseño por flexión de las vigas de cimentación VC-03 y VC-05

	VC-03		VC-05
Mu (ton.m)	95.6	44.3	99.1
a (cm)	30	7.99	30
As requerido (cm²)	38.4	16.19	39.7
Varillas en flexión	8ϕ1"	4ϕ1"	8ϕ1"
As máx (cm²)	38.41		39.73
As mín (cm²)	4.83		4.83

10.4.3. Diseño por corte

Para el diseño por corte se empleó estribos de 3/8". Se elaboró la siguiente tabla con los resultados del diseño.

Tabla 41. Diseño por corte de las vigas de cimentación

	VC-03	VC-05
Vu (ton)	32.7	22.8
ϕV_c (ton)	13.1	13.1
ϕV_s (ton)	19.6	9.7
S (cm)	20.6	41.6
S máx (cm)	30	30
Estribos colocados	ϕ3/8"@20 cm	ϕ3/8"@20 cm

10.4.4. Diseño final

En las siguientes figuras se muestra el diseño final de las vigas de cimentación VC-03 y VC-05, es preciso recalcar que debido a la diferencia de niveles de las zapatas, se optó por colocar una falsa zapata en la zapata de mayor profundidad.

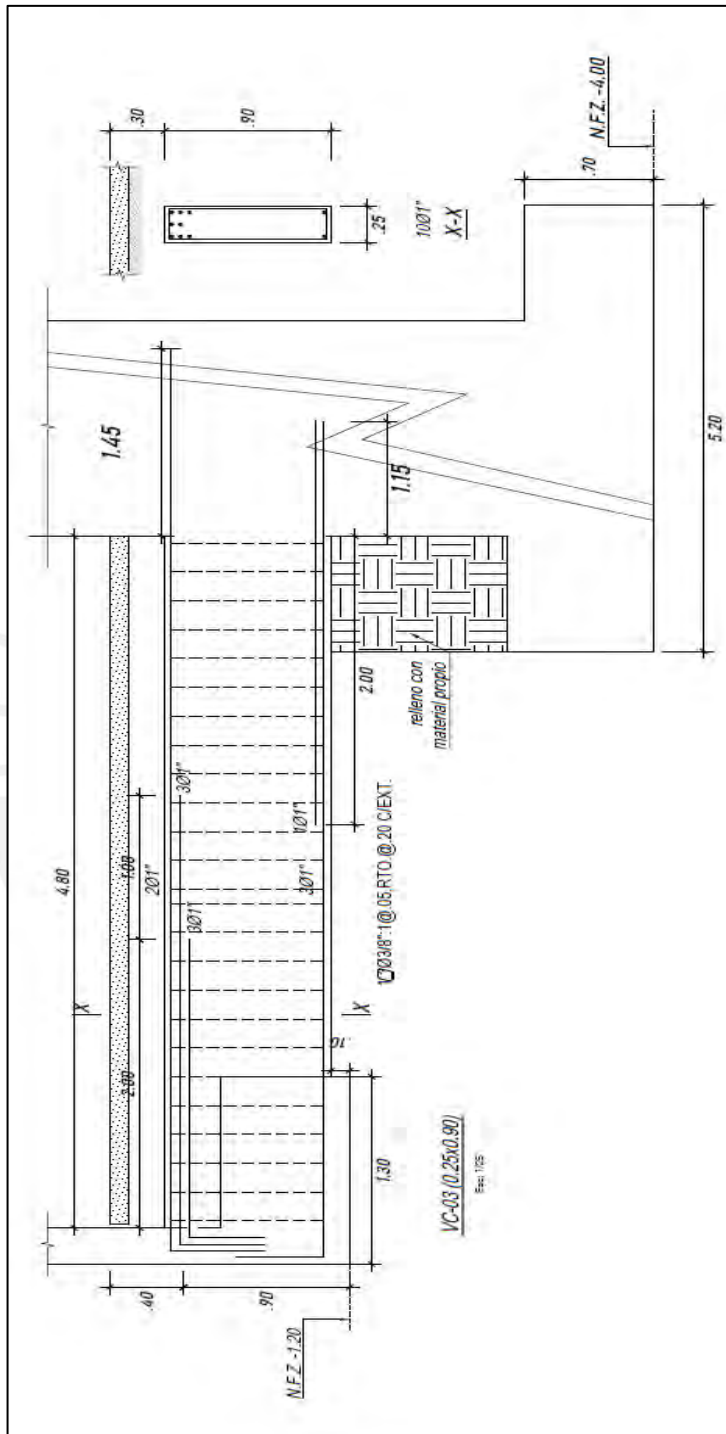


Figura 54. Diseño final de la viga de cimentación VC-03

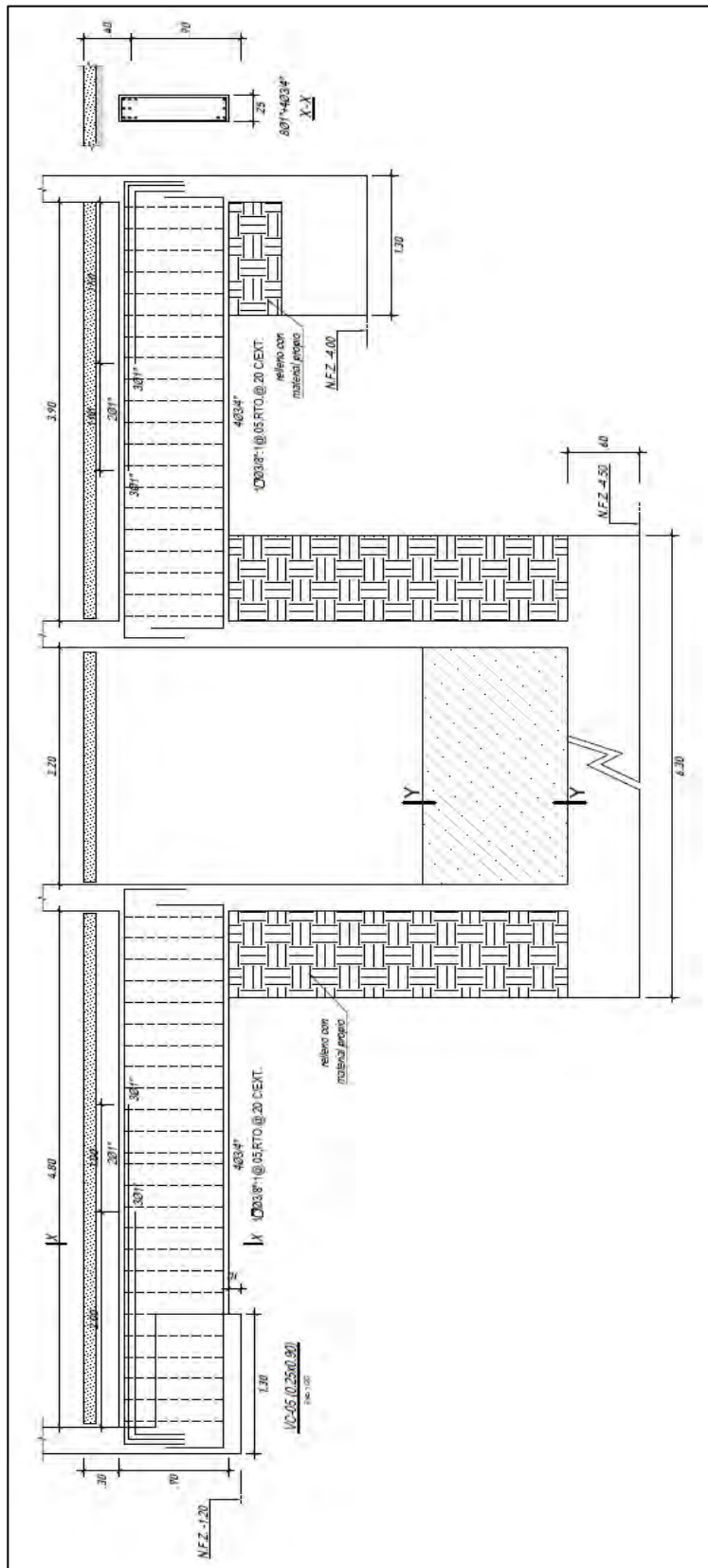


Figura 55. Diseño final de la viga de cimentación VC-05

CAPÍTULO 11: CONCLUSIONES

Del trabajo realizado, análisis y diseño estructural, se concluye que:

- Con el método empleado para el predimensionamiento de placas, no se obtuvo grandes cantidades de acero en los primeros pisos; teniendo cuantías volumétricas de acero vertical y horizontal en el alma de 0.28% y 0.46% respectivamente; mientras que en los núcleos se obtuvo cuantías volumétricas de 1.4 % aproximadamente.
- No se debe obtener las envolventes de diseño para vigas con el programa ETABS, debido a que los elementos verticales se contraen axialmente; es por ello, que se debe restringir los desplazamientos verticales de columnas y placas en el modelo estructural. Luego se debe obtener los momentos y fuerzas de corte para cargas de gravedad y sísmico con el programa ETABS, después con una hoja de Excel se realiza las combinaciones de diseño de las cargas para obtener las envolventes.
- En la columna interior C-02 de 45x50 cm, se puede reducir sus dimensiones hasta un 20% teniendo una sección de 35x40 cm con una armadura de 4 varillas de 1" más 4 varillas de 3/4", con lo que se tiene una cuantía de 2% en el primer piso.
- Para la zapata Z-07, el método convencional de cálculo de momentos y cortantes por volado no es fiable para su diseño; debido a que esta conectada por vigas de cimentación. Es por ello, que se empleó para el análisis estructural el SAP 2000, con lo que se obtuvo un 30% menos de acero requerido frente al método convencional.

CAPÍTULO 12: BIBLIOGRAFÍA

Blanco, A. (1997). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*.

Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Lima: Facultad de Ciencias e Ingeniería.

San Bartolome, A. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

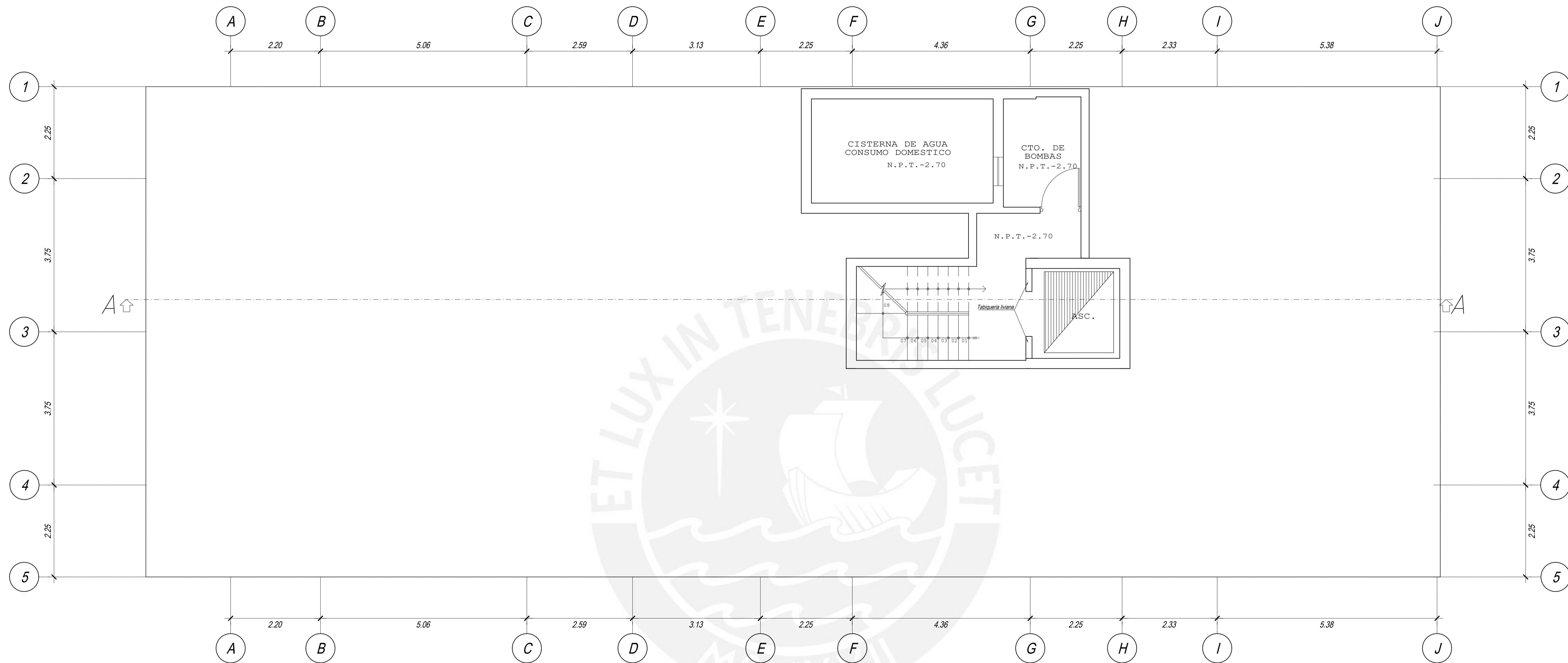
SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificaciones E.020 – Cargas*. Lima: Reglamento nacional de edificaciones.

SENCICO. (2009). *Norma Técnica de Edificaciones E.060 – Concreto Armado*. Lima: Reglamento nacional de edificaciones.

SENCICO. (2018). *Norma Técnica de Edificaciones E.030 – Diseño Sismorresistente*. Lima: Reglamento nacional de edificaciones.

Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Fondo Editorial PUCP

Muñoz, A. (2008). *Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica I*. Lima: Fondo Editorial PUCP.



Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

PLANTA DEL SOTANO

Plano:

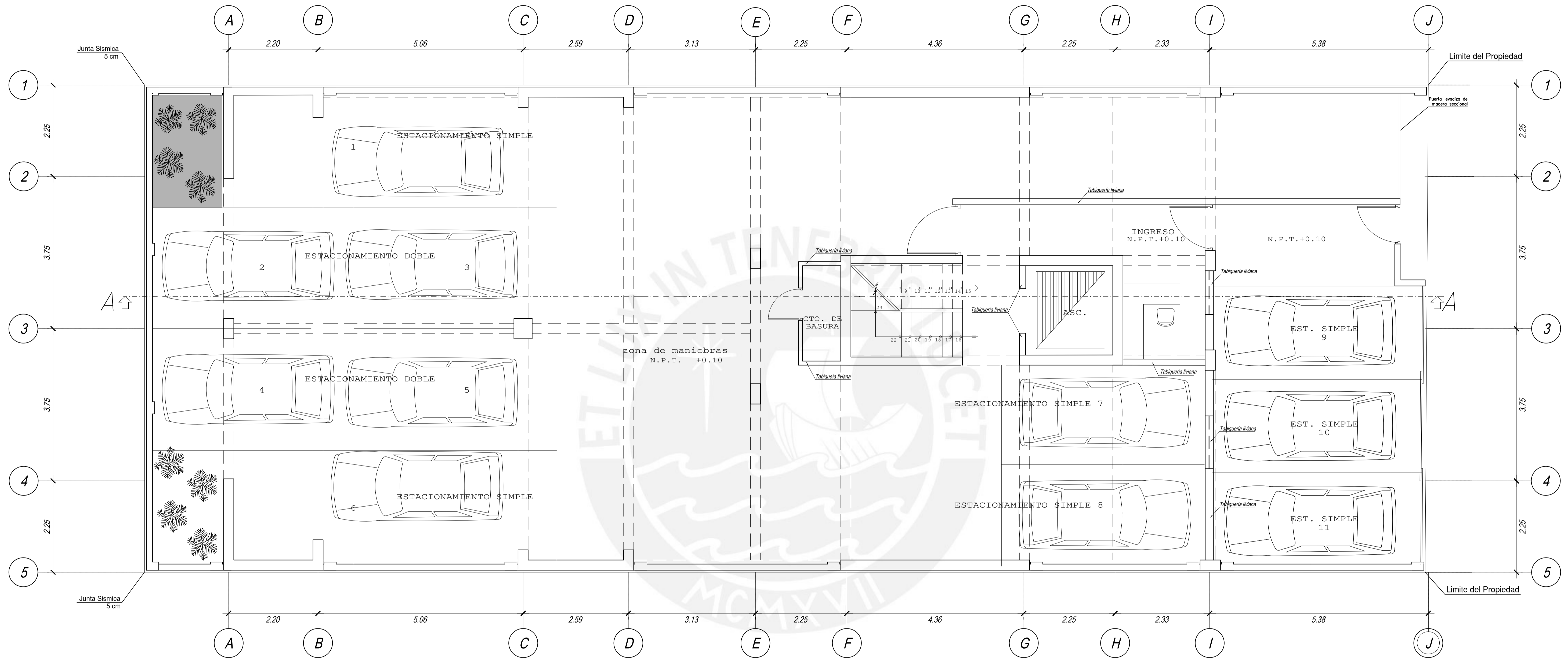
A-1

Tesista:
Walter Mateu
Sulca

Dibujo:
W.M.S

Escala:
1/50

Fecha:
15/12/2021



Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

PLANTA DEL PRIMER PISO

Plano:

A-2

Tesista:

Walter Mateu
Sulca

Dibujo:

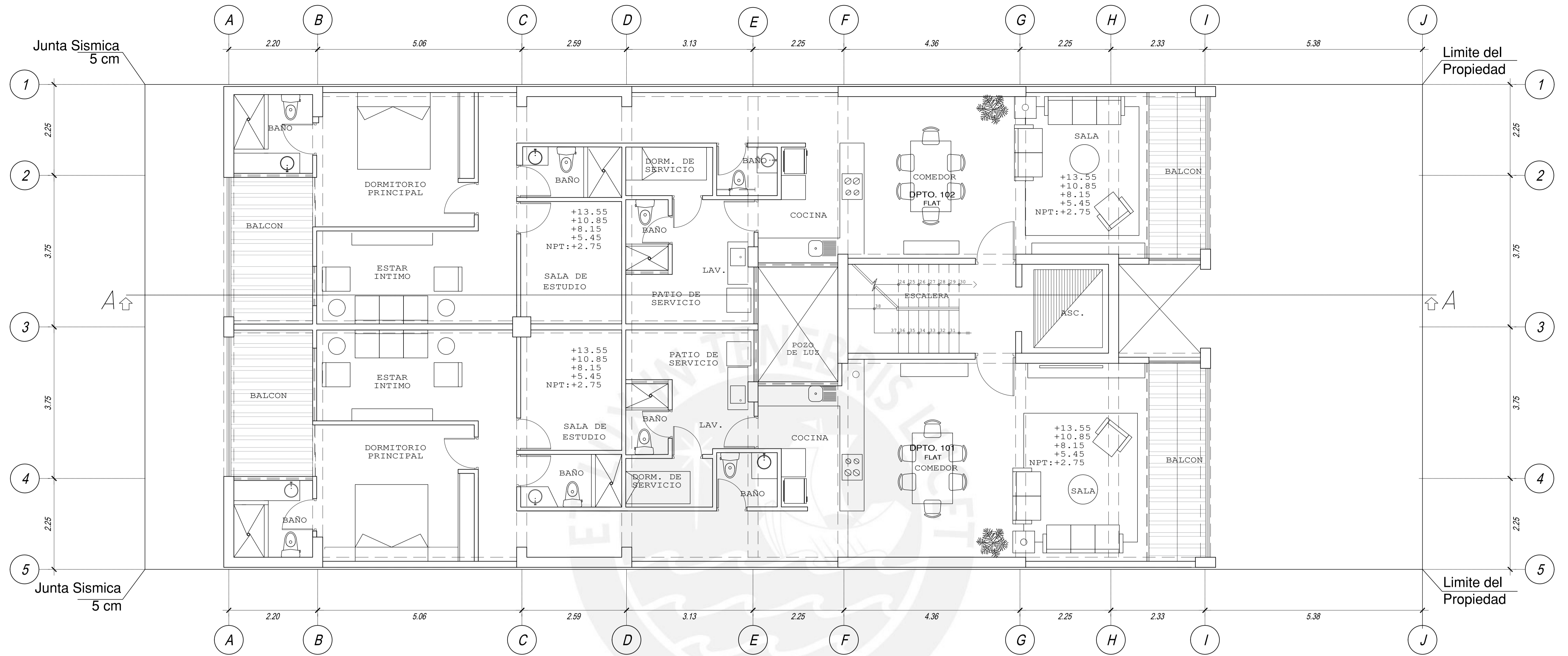
W.M.S

Escala:

1/50

Fecha:

15/12/2021



Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

PLANTA TÍPICA

Plano:

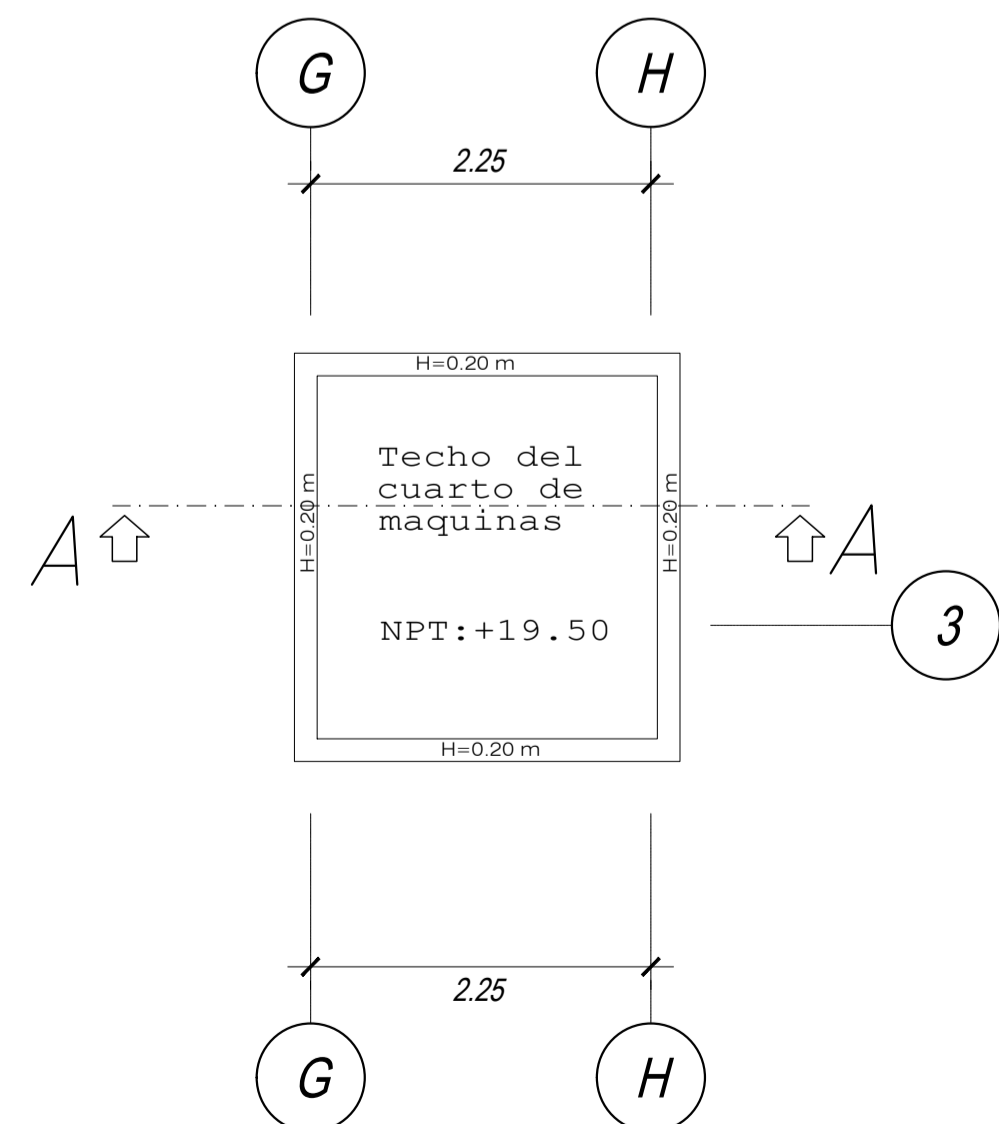
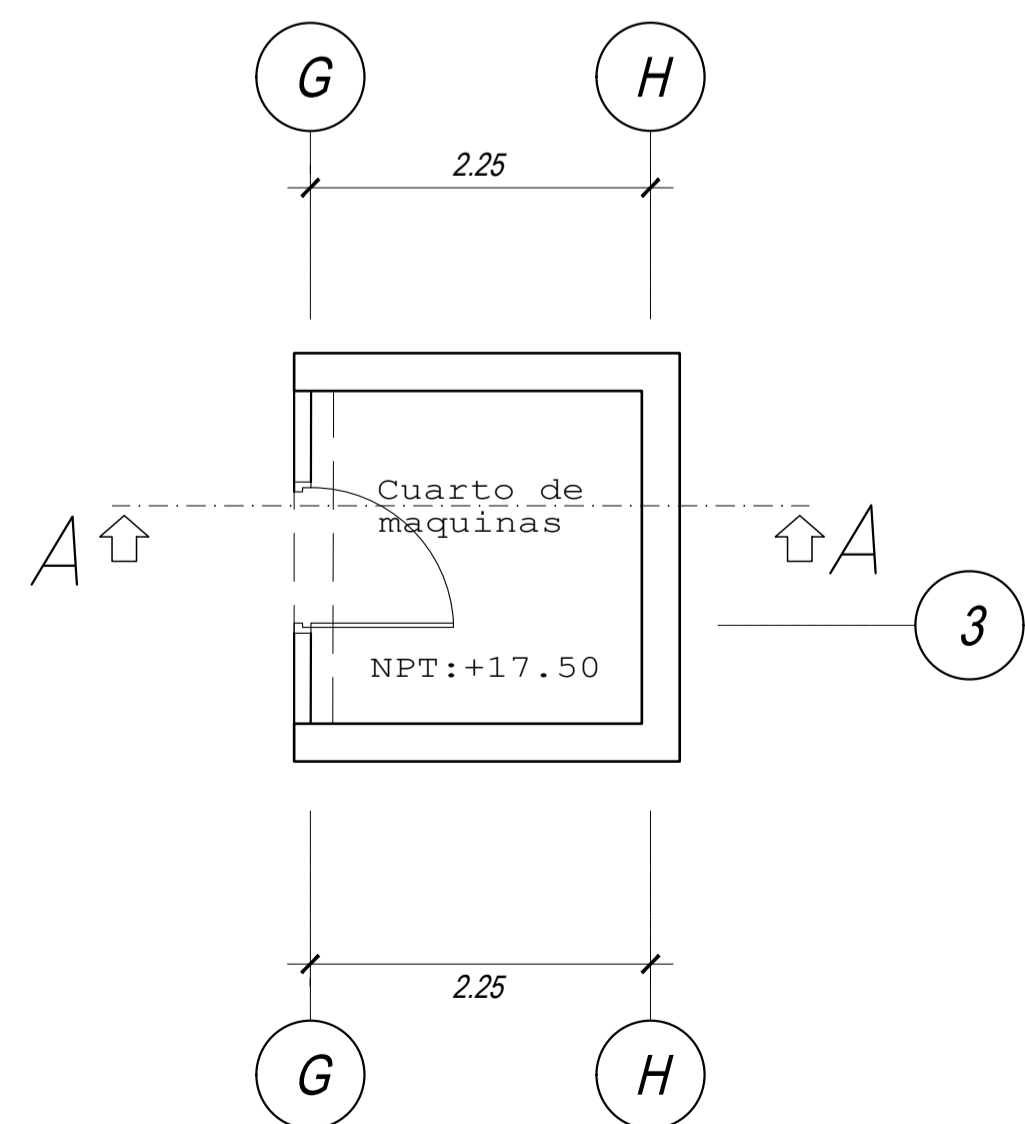
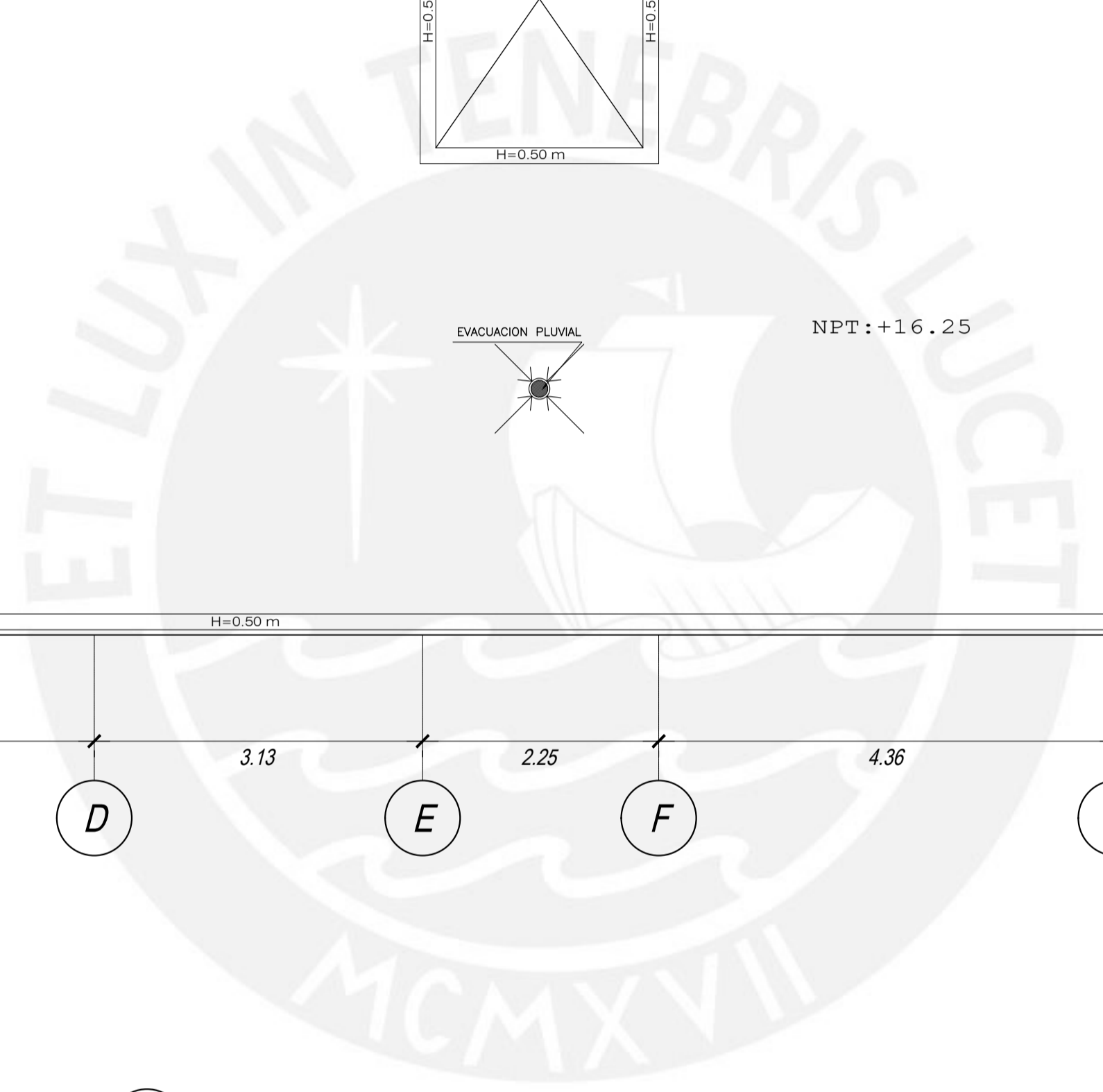
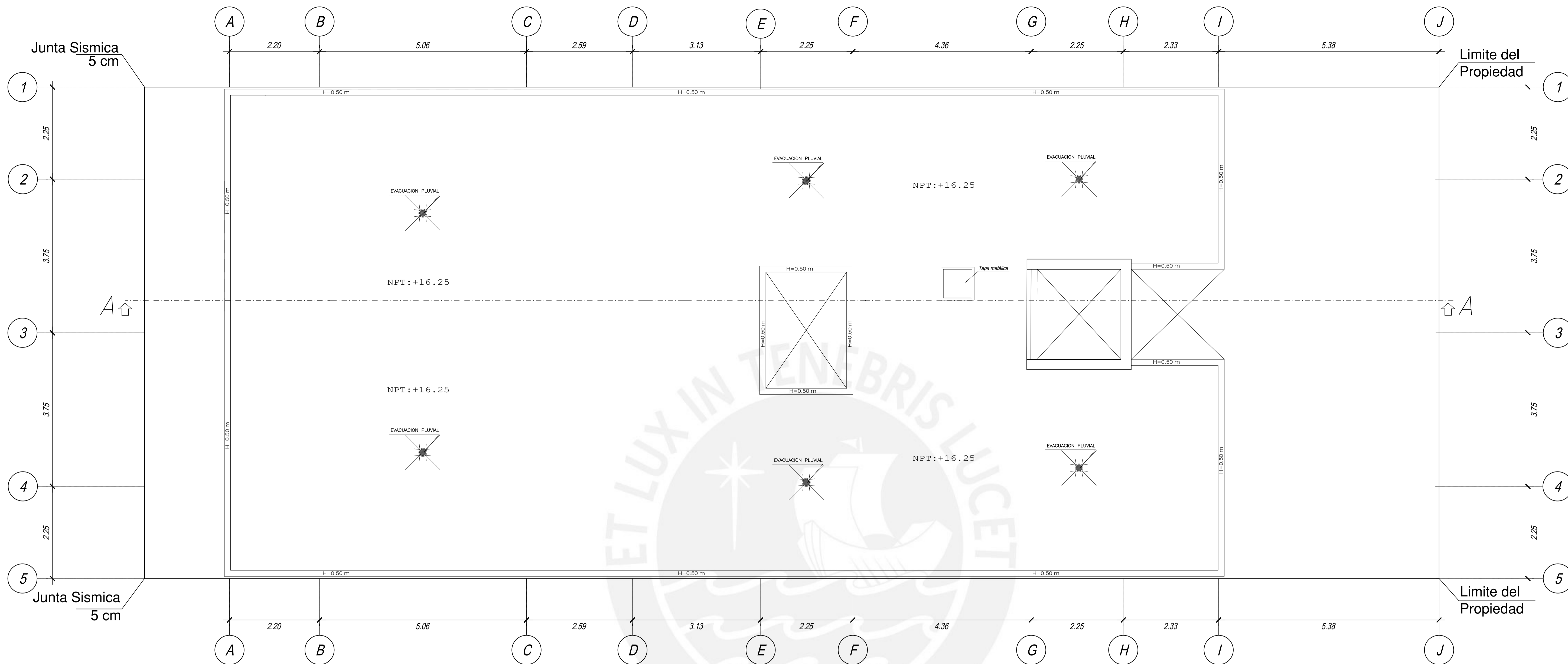
A-3

Tesista:
Walter Mateu
Sulca

Dibujo:
W.M.S

Escala:
1/50

Fecha:
15/12/2021



Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

PLANTA AZOTEA Y CUARTO DE MAQUINAS

Plano:

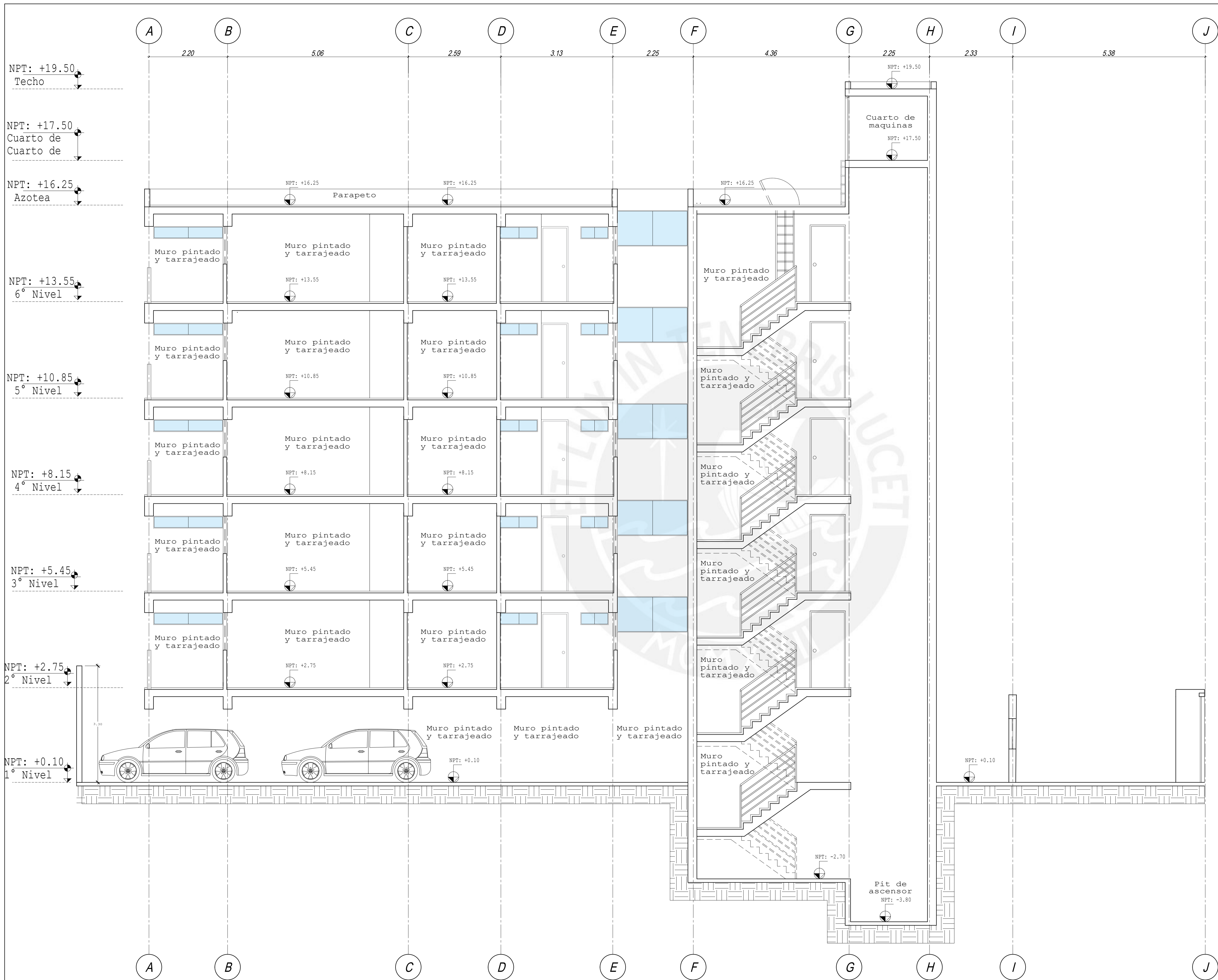
A-4

Tesista:
Walter Mateu
Sulca

Dibujo:
W.M.S

Escala:
1/50

Fecha:
15/12/2021



Proyecto:
**EDIFICIO DE
 CONCRETO
 ARMADO DE 6
 PISOS EN EL
 DISTRITO DE
 LINCE**

Plano:
**CORTE
 LONGITUDINAL
 A-A**

Tesista: Walter Mateu Sulca	Dibujo: W.M.S	Plano: A-5
Escala: 1/50	Fecha: 15/12/2021	

Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

VISTA FRONTAL Y POSTERIOR

Diseño:
Walter Mateu Sulca

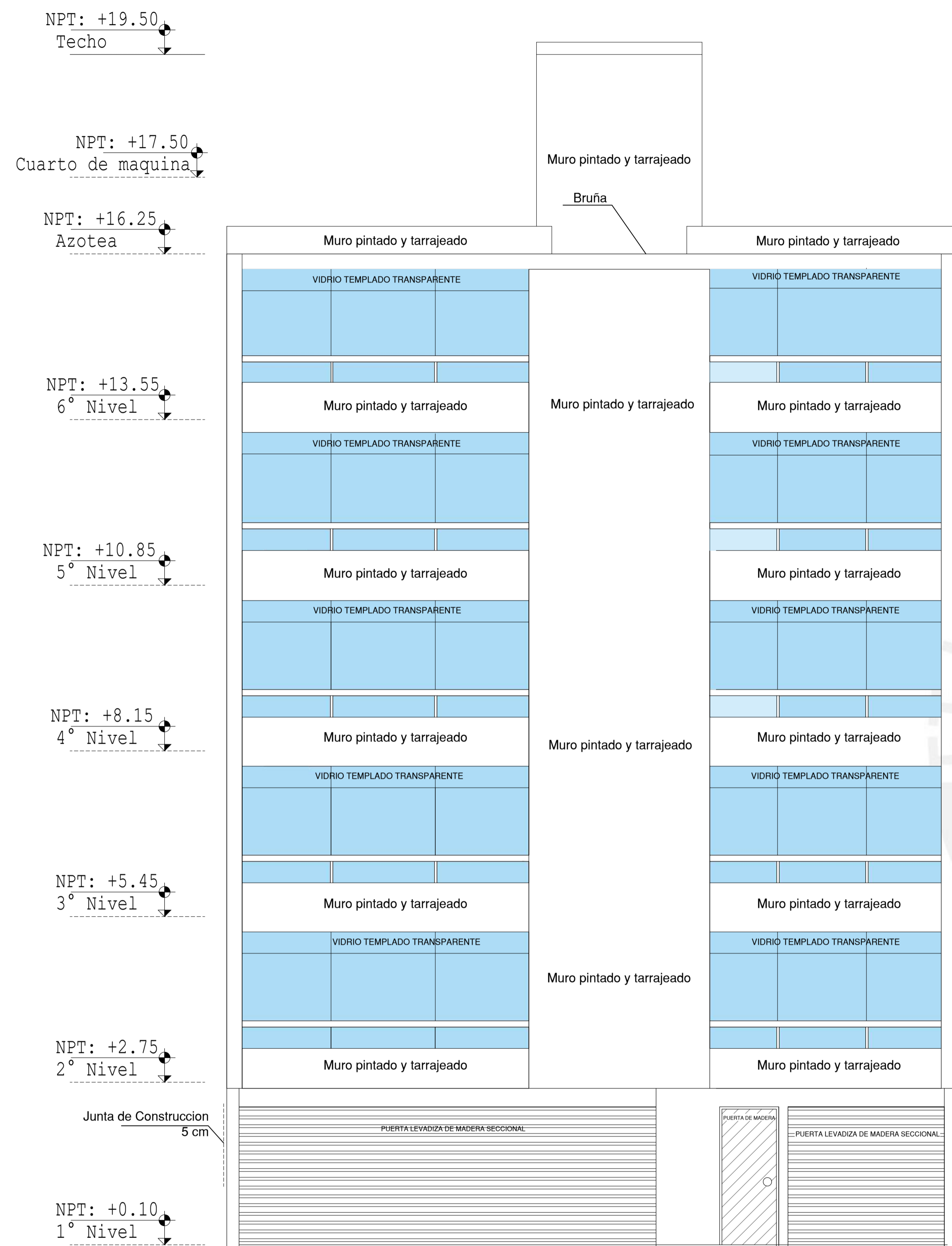
Dibujo:
W.M.S

Plano:

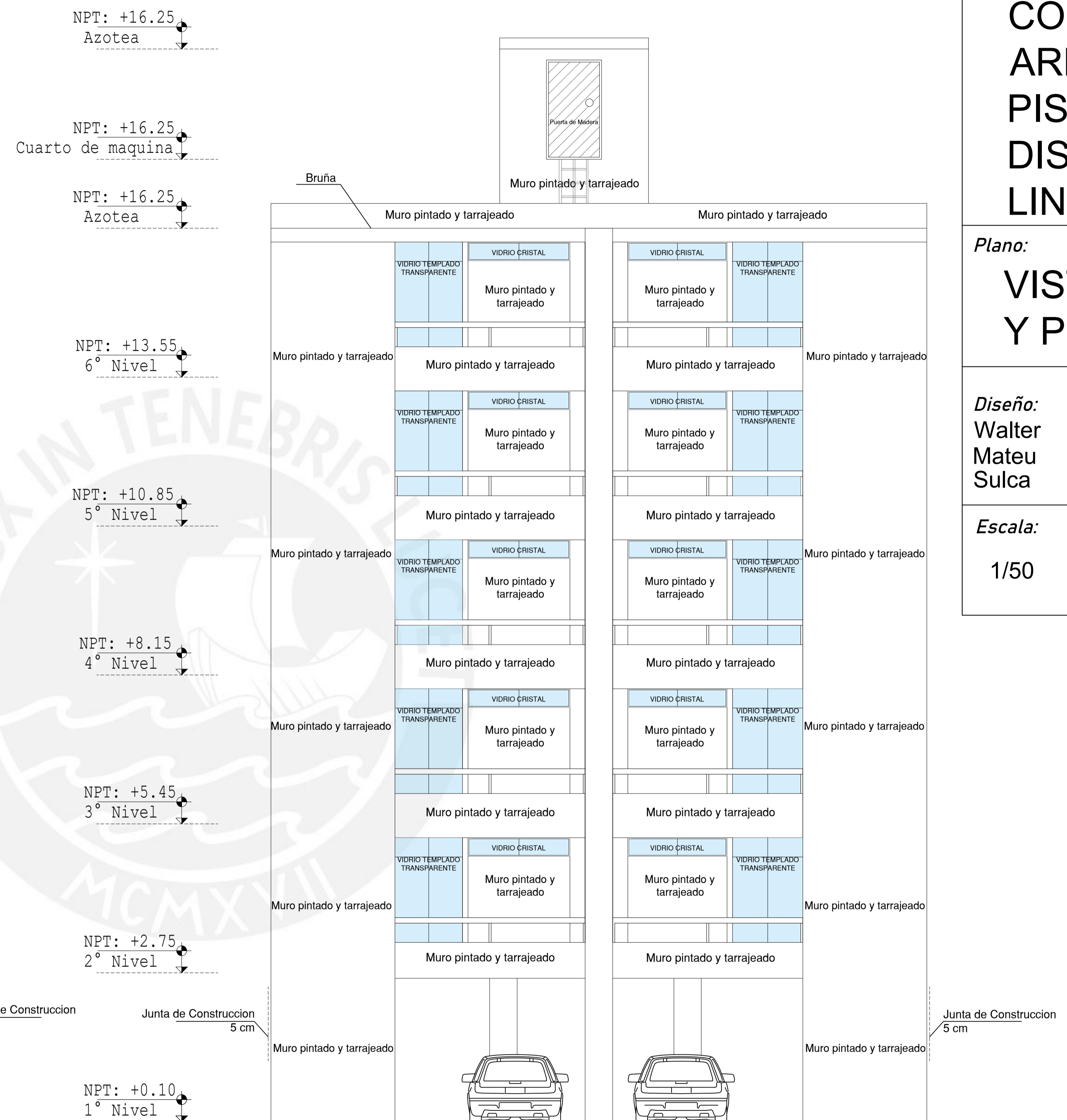
A-6

Escala:
1/50

Fecha:
15/12/2021



ELEVACIÓN FRONTAL



ELEVACIÓN POSTERIOR

CARGAS

CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO:	E-0.20
VIVIENDAS	200 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	200 kg/m ²

CARGAS SÍSMICAS

REGLAMENTO:	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
PERIODO TP (s)	0.40
PERIODO TL (s)	2.50
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	R _x =6.00 (REGULAR Y MUROS DE CONCRETO) R _y =6.00 (REGULAR Y MUROS DE CONCRETO)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

DIRECCIÓN X-X:

-T_{xx} = 0.315 seg.

-V_{xx} = 304.6 ton (estático)

-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.72 cm.

-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0025 he_i

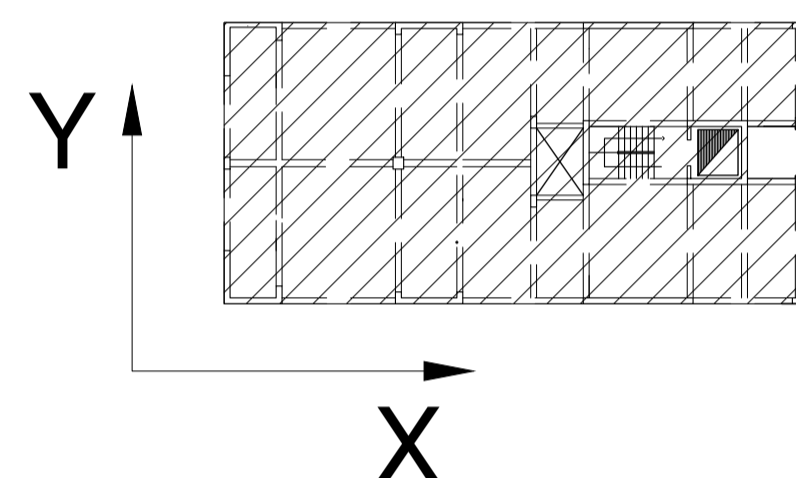
DIRECCIÓN Y-Y:

-T_{yy} = 0.432 seg.

-V_{yy} = 281.4 ton (estático)

-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 1.38 cm.

-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0047 he_i



CIMENTACIONES

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACIÓN:	ZAPATAS AISLADAS Y CONECTADAS
ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:	GRAVA ARENOSA NATURAL
PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	
PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CIMENTACIÓN:	1.00m. (Con respecto al nivel de piso terminado del 1º nivel)
PRESIÓN ADMISIBLE:	4.00 kg/cm ²

CONCRETO

CALIDAD DEL CONCRETO:-

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS, (f'c)	TAMANO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
CIMENTOS CORRIDOS Y SOBRECIMENTOS DE CONCRETO SIMPLE	100 kg/cm ²	4"	4"
ZAPATAS AISLADAS	210 kg/cm ²	1"	4"
MUROS DE CONTENCIÓN	210 kg/cm ²	1"	4"
PLACAS Y COLUMNAS	210 kg/cm ²	1"	4"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm ²	—	—
VIGAS, LOSAS Y ESCALERAS	210 kg/cm ²	—	—
LOSAS DE CISTERNA	210 kg/cm ²	—	—

ACERO DE REFUERZO:-

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

RECUBRIMIENTOS:-

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS CONTRA EL SUELO	7.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	5 cm
LOSAS Y ESCALERAS	2.0cm
PLACAS Y COLUMNAS	4.0cm
VIGAS	4.0cm

Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Plano:

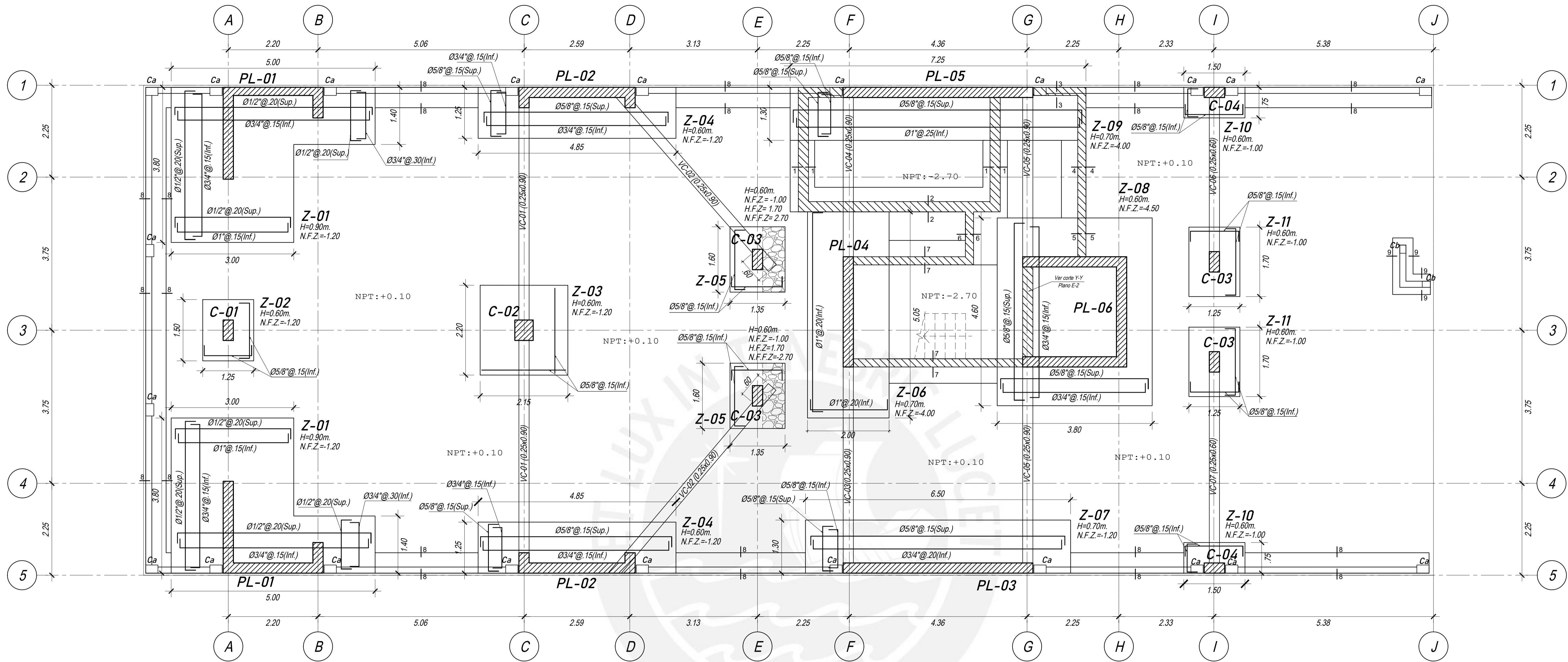
E-0

Diseño:
Walter Mateu
Sulca

Dibujo:
W.M.S

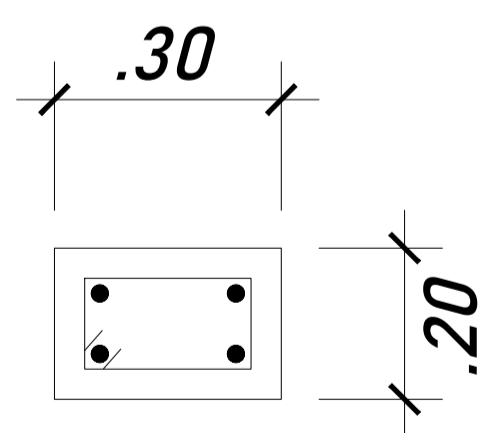
Escala:
S/E

Fecha:
15/12/2021



PLANO DE CIMENTACIÓN

ESCALA: 1:50

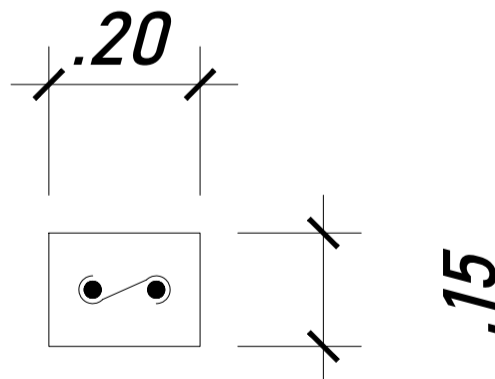


Ca

4Ø1/2"

1Ø1/4": 1@.05, Rto@.25
(Desde cada Extremo)

Esc: 1/10



Cb

2Ø1/2"

1Ø1/4": 1@.05, Rto@.25
(Desde cada Extremo)

Esc: 1/10

Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6
PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

PLANTA DE CIMENTACIÓN

Plano:

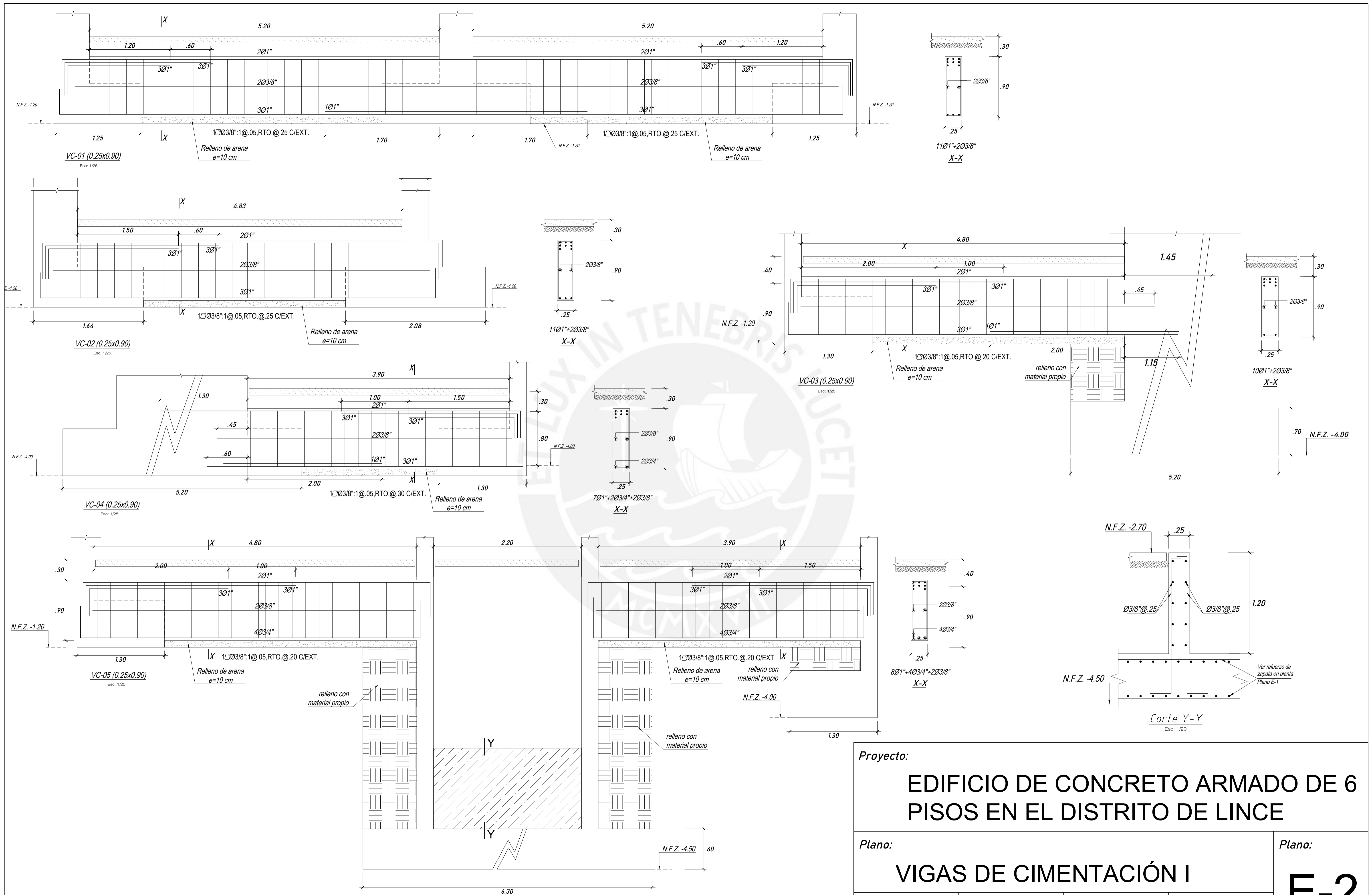
E-1

Tesista:
Walter Mateu
Sulca

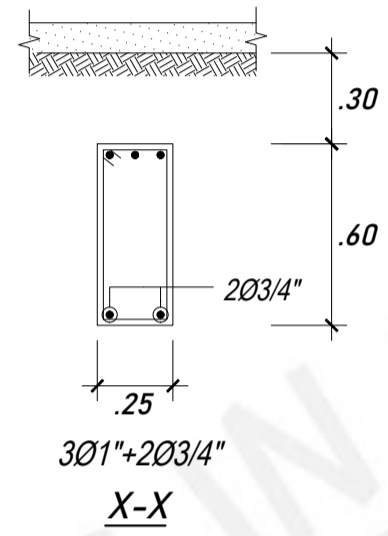
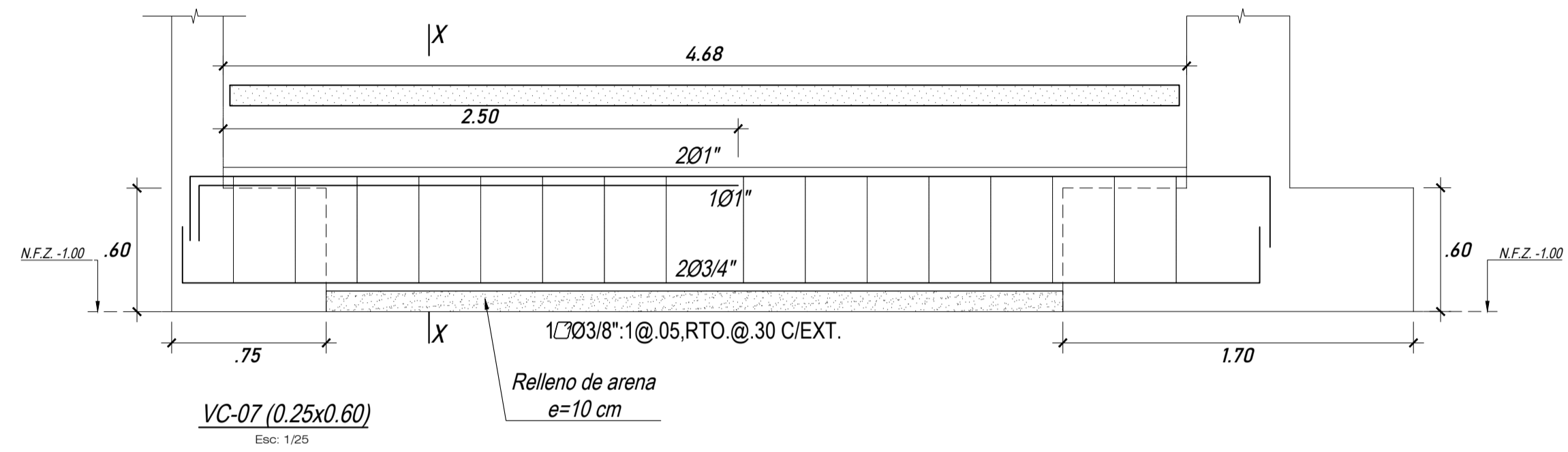
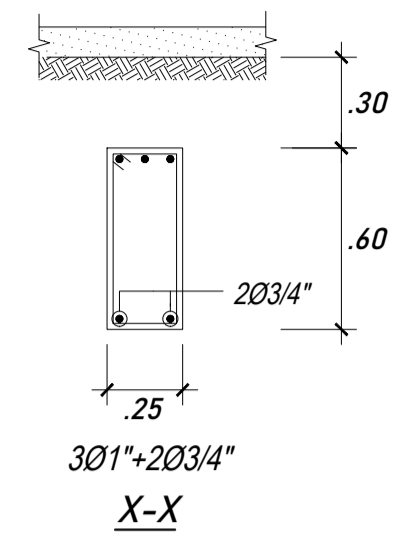
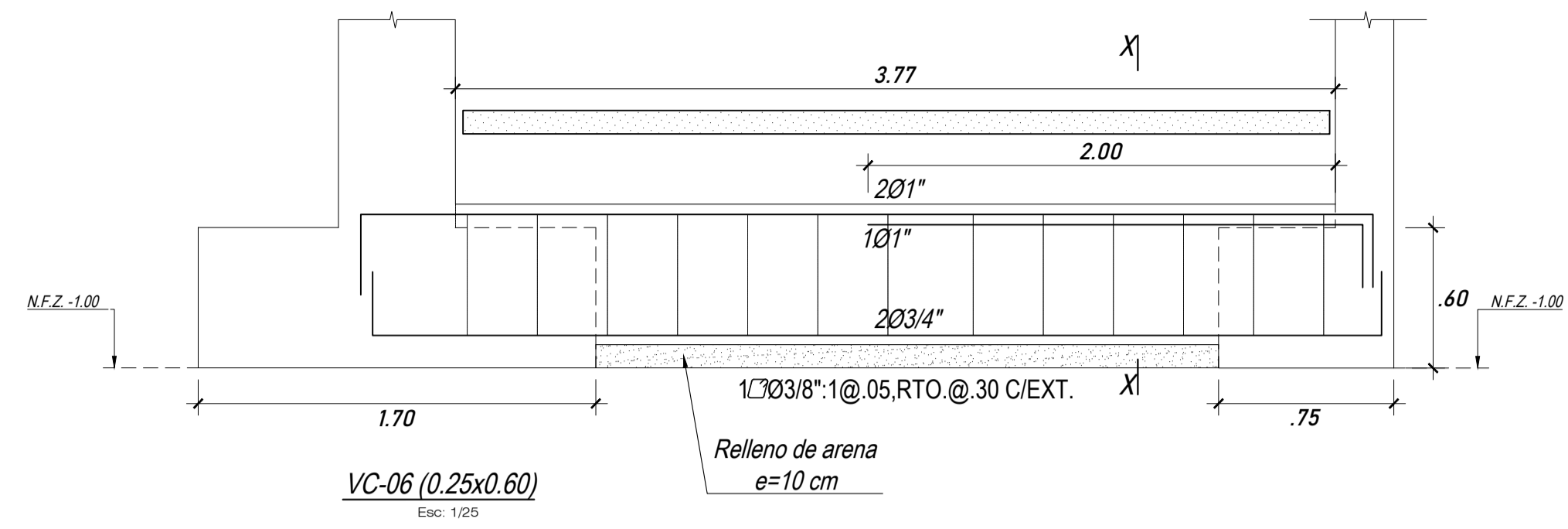
Dibujo:
W.M.S

Escala:
Indicada

Fecha:
15/12/2021



Proyecto: EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE			
Plano: VIGAS DE CIMENTACIÓN I			Plano: E-2
Tesista: Walter Mateu Sulca	Dibujo: W.M.S	Escala: Indicada	Fecha: 15/12/2021



Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

VIGAS DE CIMENTACIÓN II

Plano:

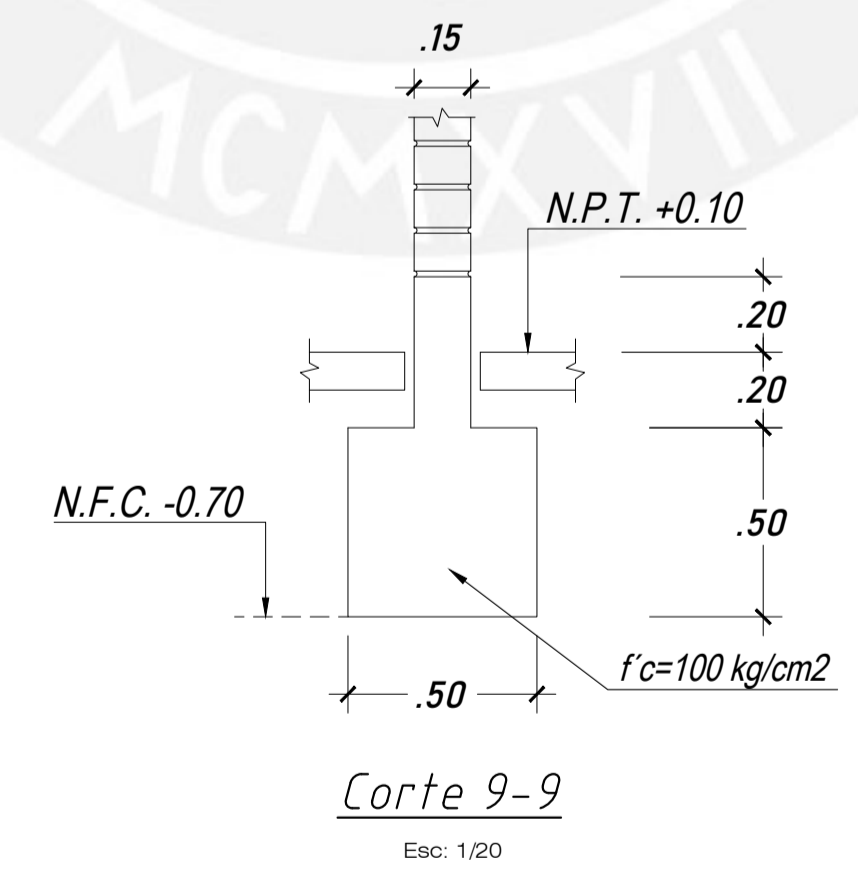
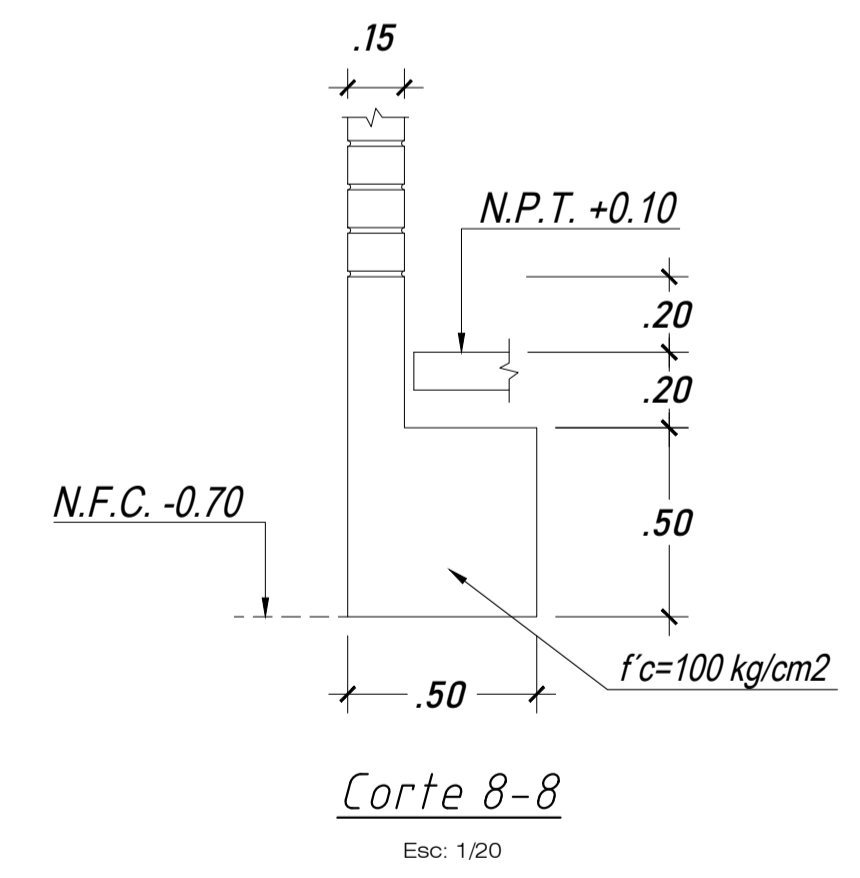
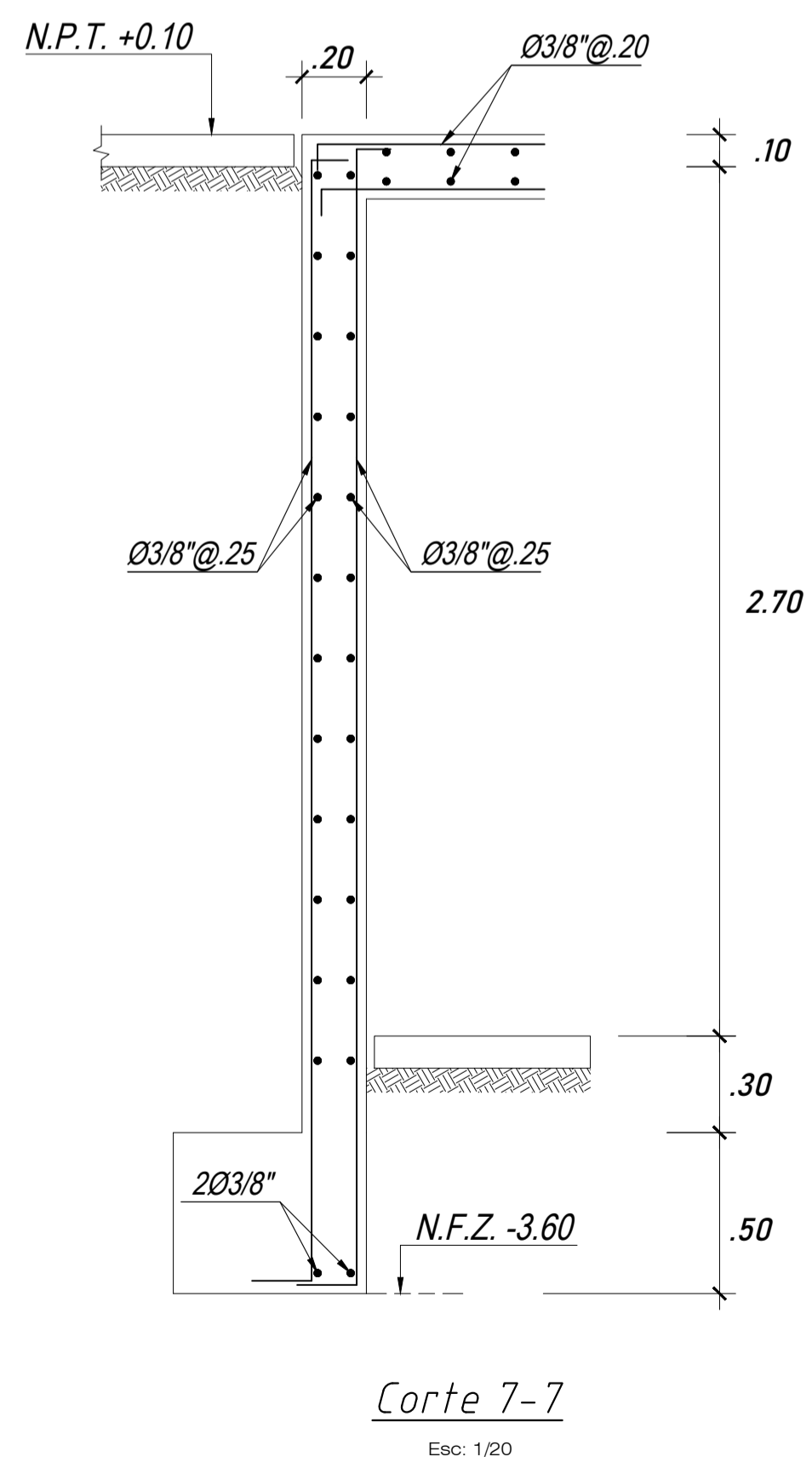
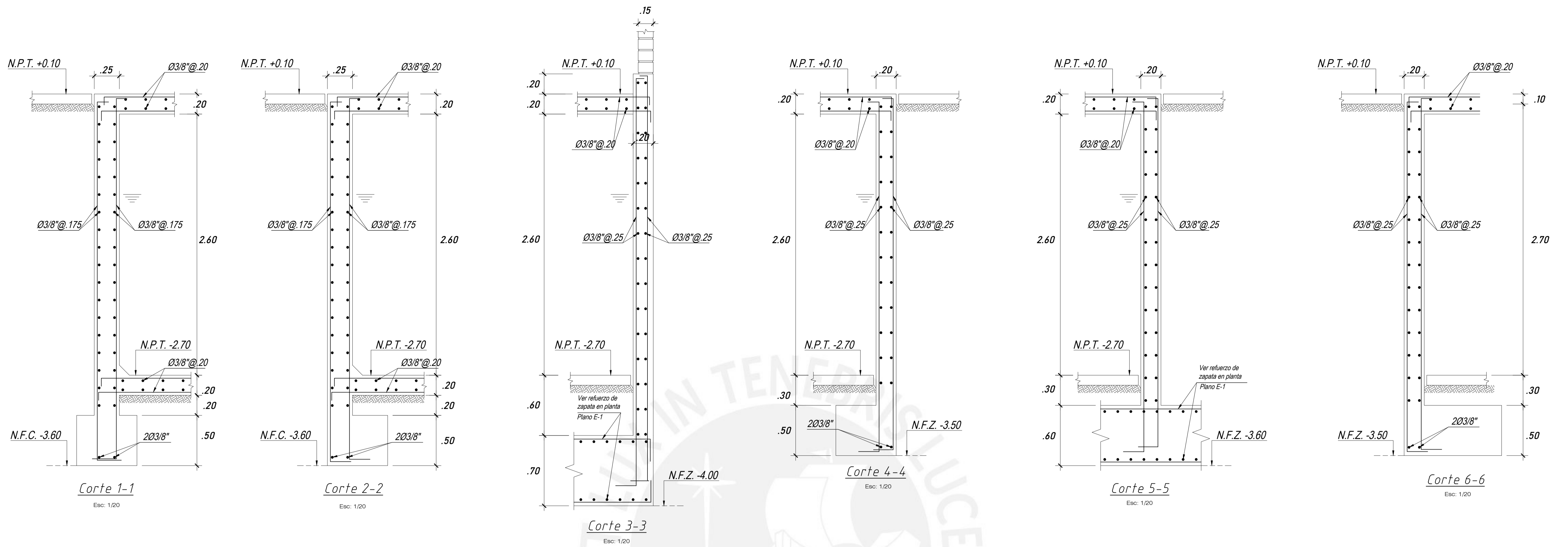
E-3

Tesista:
Walter Mateu
Sulca

Dibujo:
W.M.S

Escala:
Indicada

Fecha:
15/12/2021

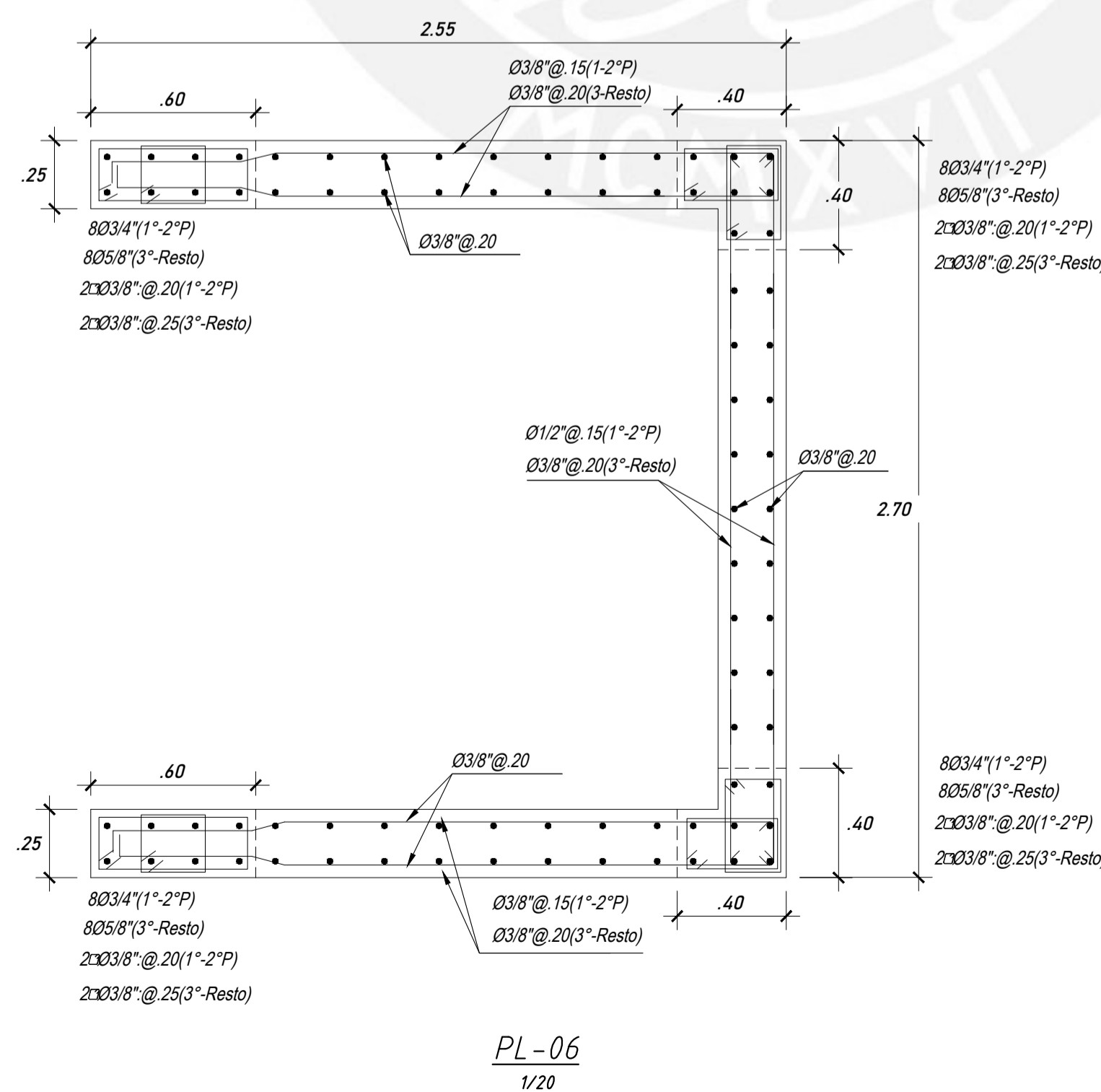
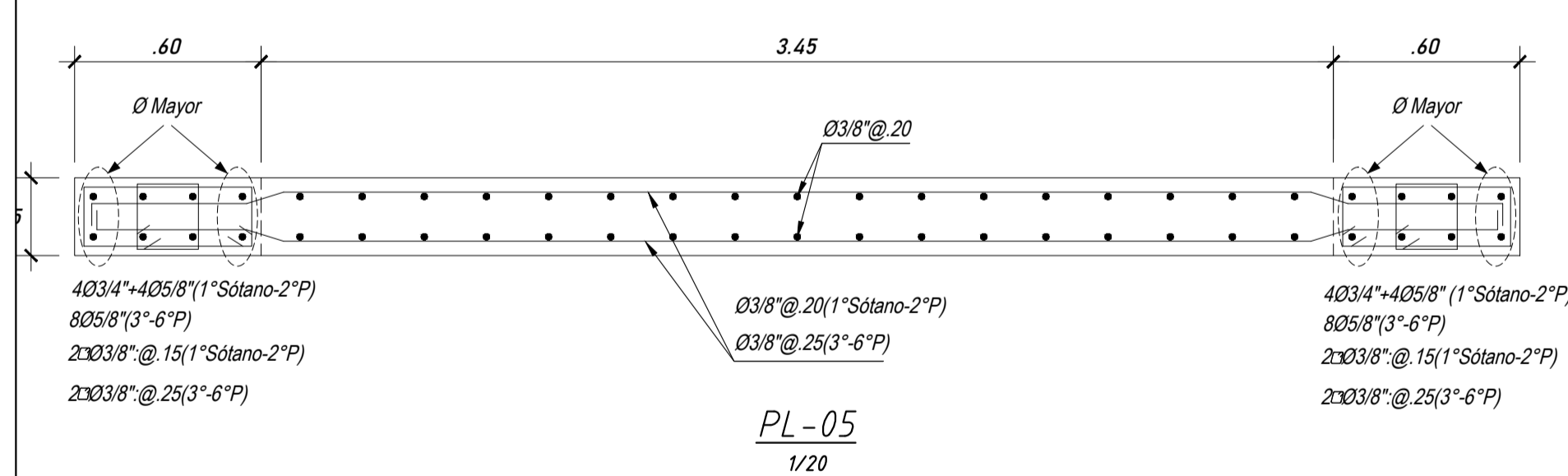
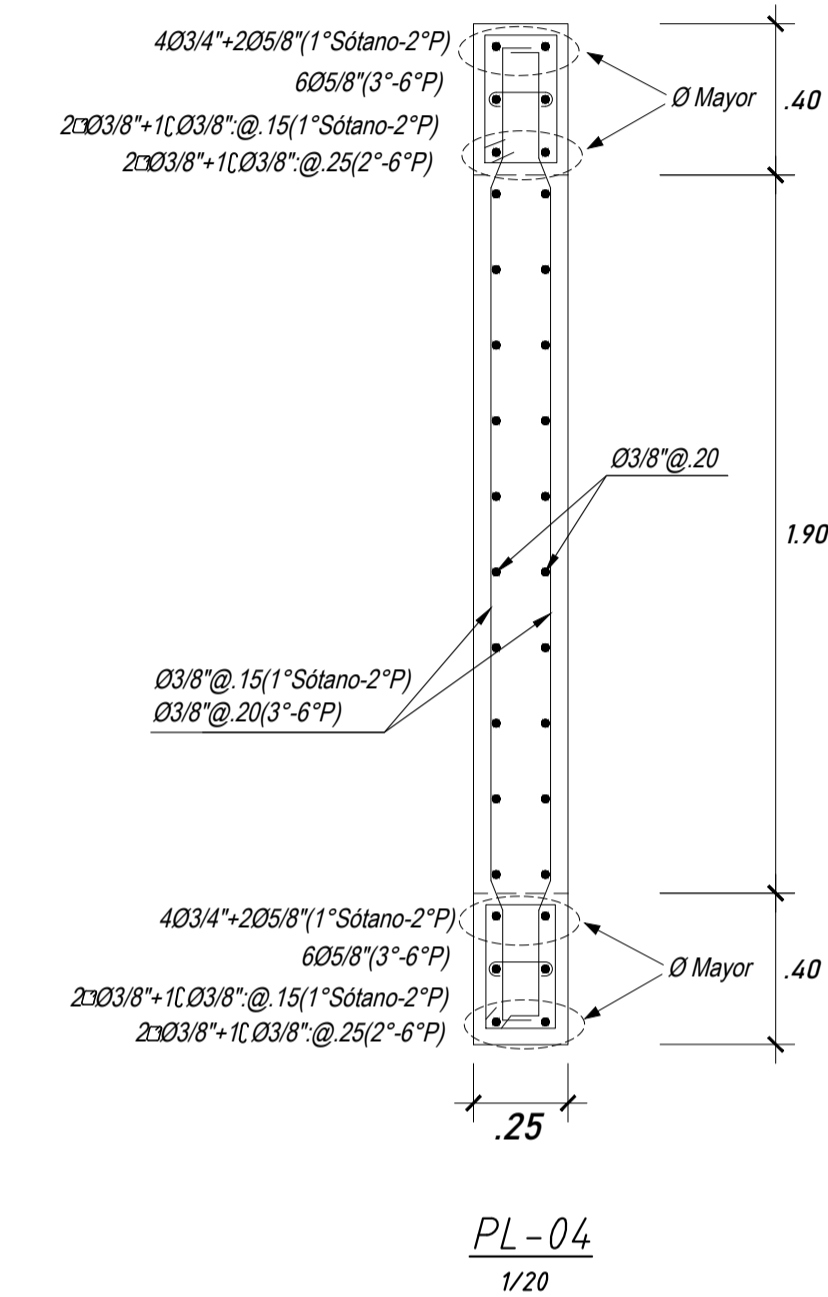
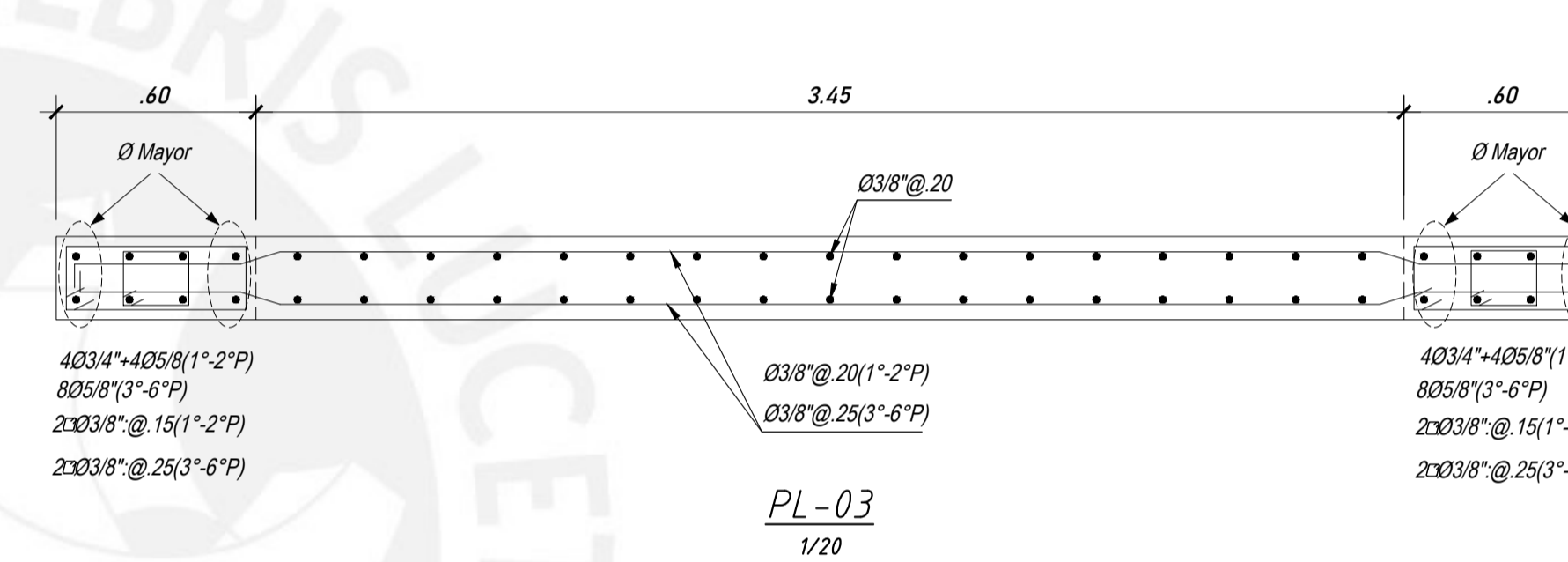
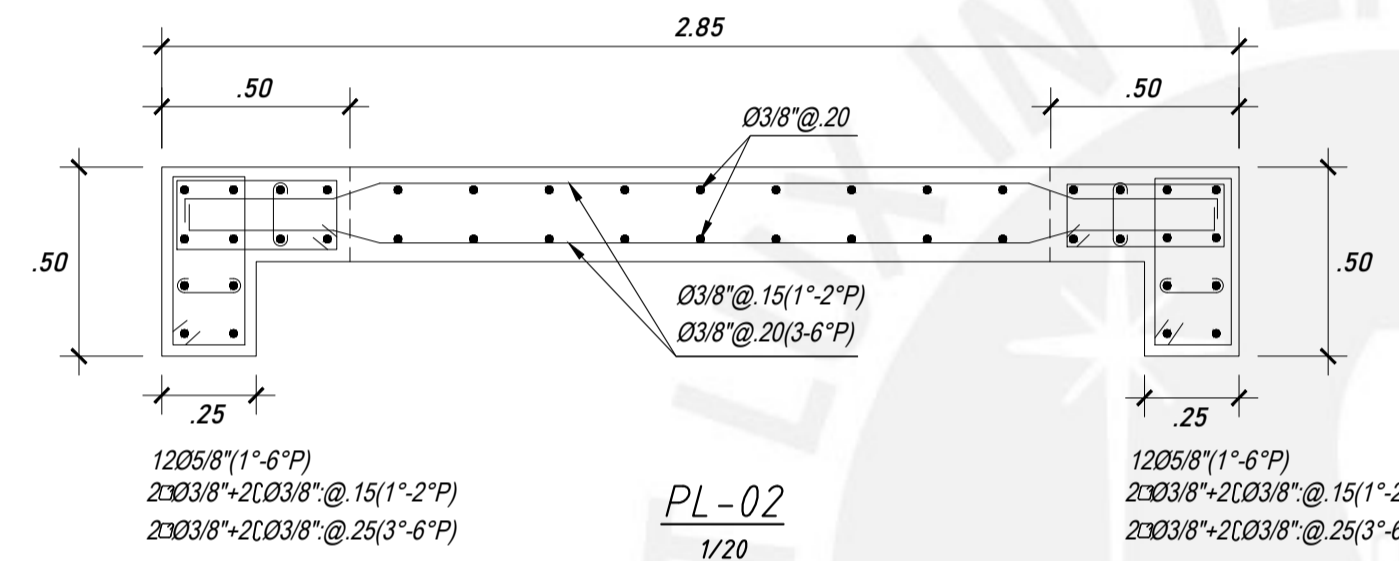
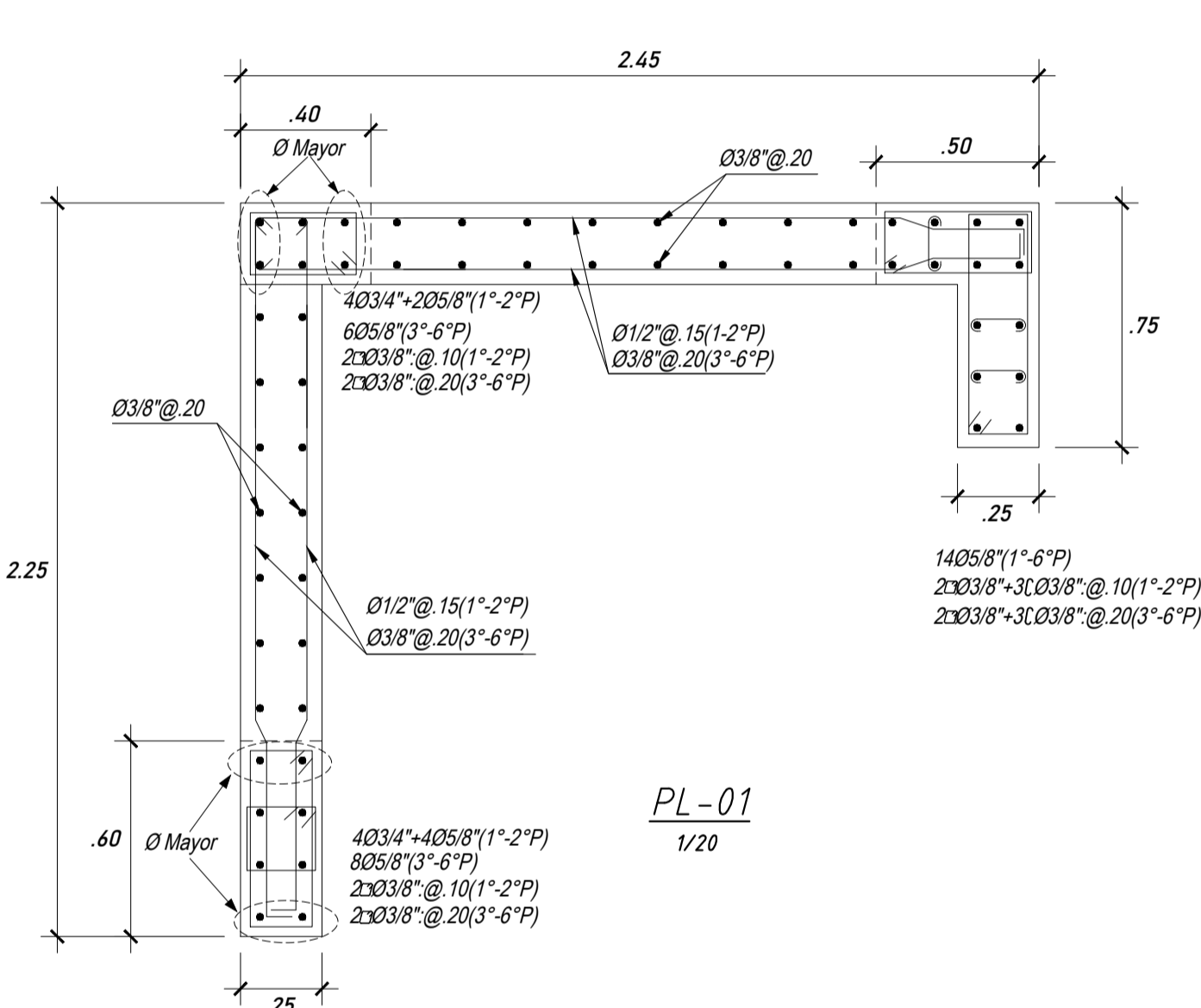


Proyecto: EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE			
Plano: Muros de contención y cimientos			Plano: E-4
Tesista: Walter Mateu Sulca	Dibujo: W.M.S	Escala: Indicada	Fecha: 15/12/2021

CUADRO DE COLUMNAS

1/20

COLUMNA	C-01	C-02	C-03	C-04
PISO				
1er-6to Piso	<p>403/4"+205/8" 1∅3/8"+1∅3/8": 1@.05, 5@.10, Rto@.25 (Desde cada Extremo)</p>	<p>403/4"+605/8" 2∅3/8"+1∅3/8": 1@.05, 5@.10, Rto@.30 (Desde cada Extremo)</p>	<p>405/8"+203/4" 1∅3/8"+1∅3/8": 1@.05, 5@.10, Rto@.25 (Desde cada Extremo)</p>	<p>405/8"+203/4" 1∅3/8"+1∅3/8": 1@.05, 5@.10, Rto@.25 (Desde cada Extremo)</p>



Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

COLUMNAS Y PLACAS

Plano:

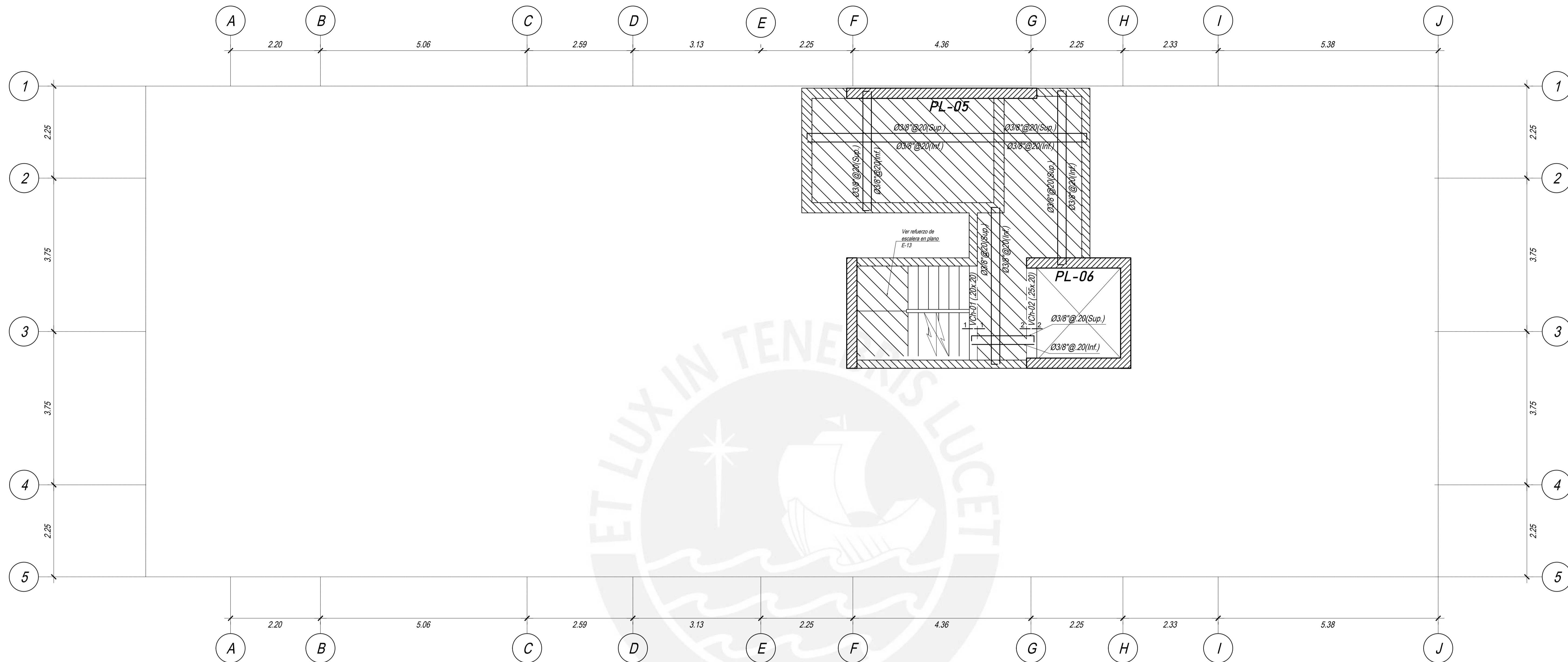
E-5

Tesista:
Walter Mateu
Sulca

Dibujo:
W.M.S

Escala:
Indicada

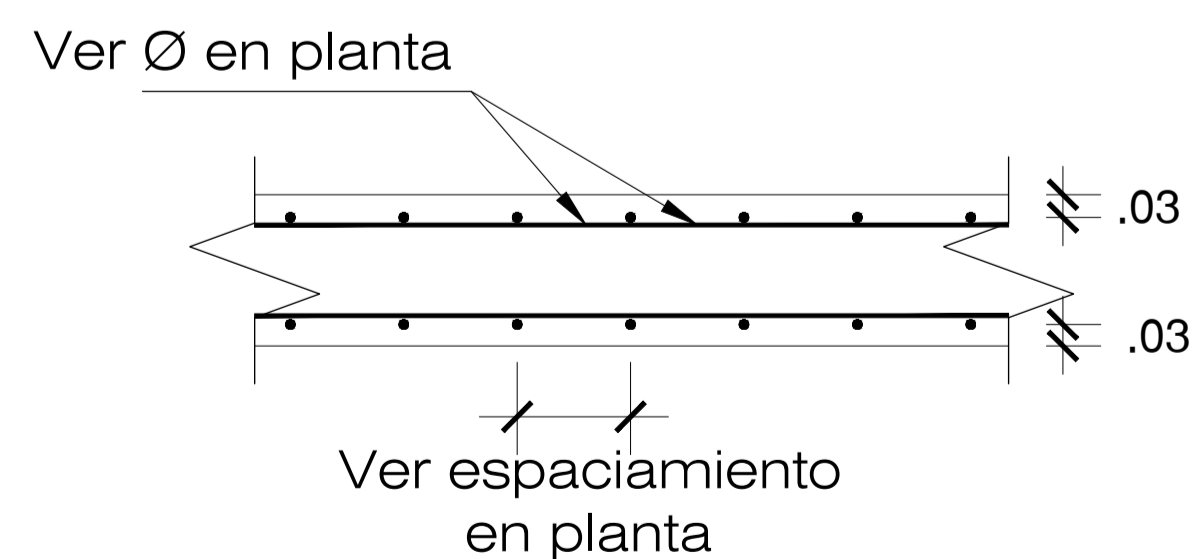
Fecha:
15/12/2021



ENCOFRADO DE TECHO SÓTANO NIV: 0.10 m

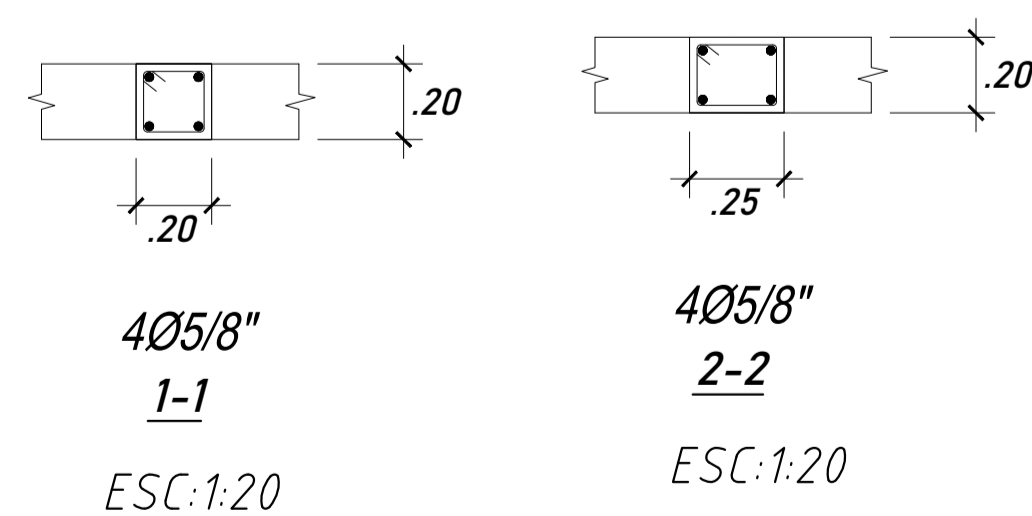
ESCALA: 1:50
(S/C=250 kg/m²)

	LOSA DE H=0.20m:
	LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR 03/8" @ 20
	MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR 03/8" @ 20



Detalle de losa maciza

Esc: 1/10



Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

ENCOFRADO DEL SÓTANO

Plano:

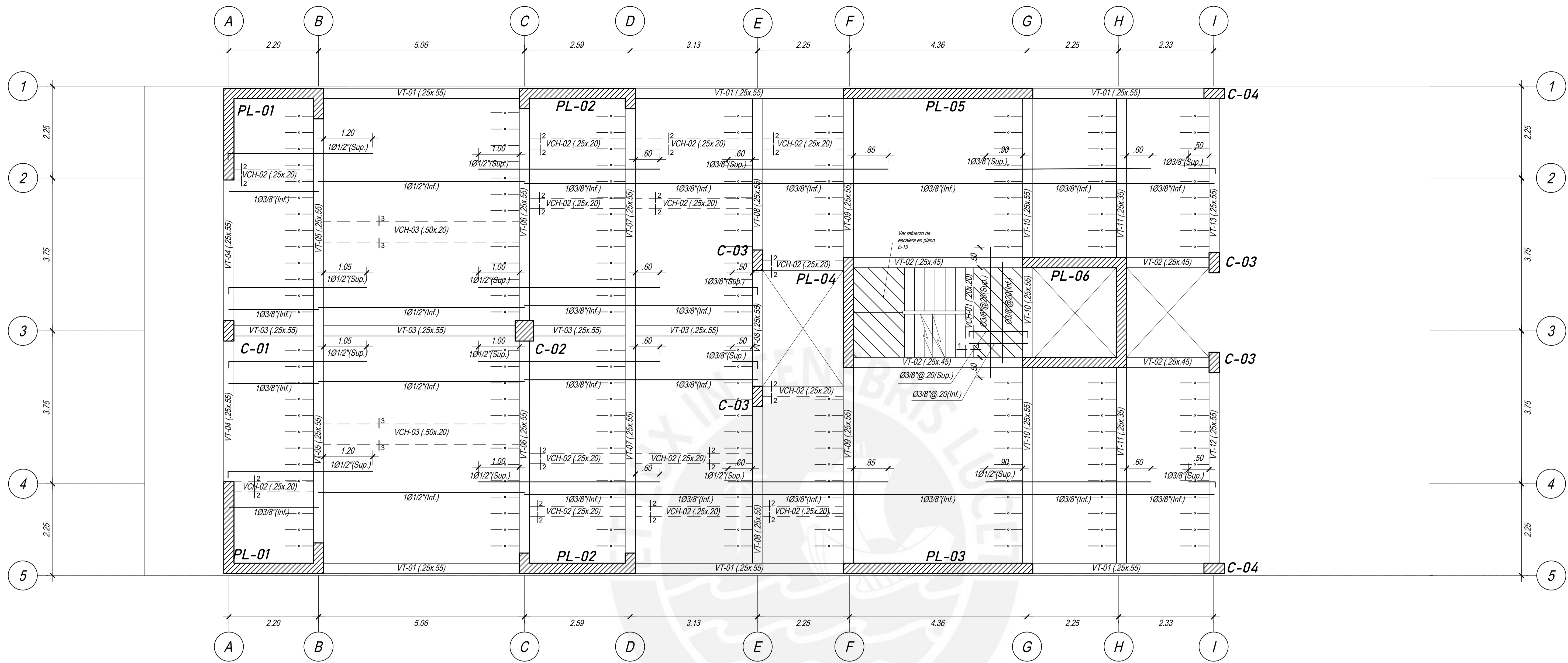
E-6

Tesista:
Walter Mateu
Sulca

Dibujo:
W.M.S

Escala:
Indicada

Fecha:
15/12/2021

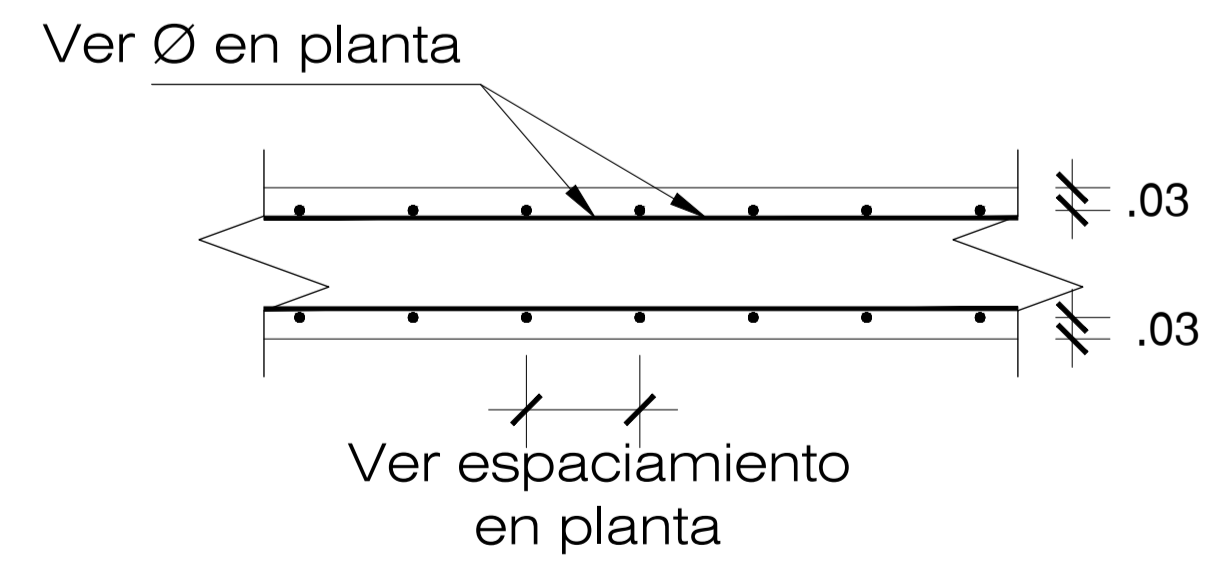


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER PISO. A 5TO. PISO NIV: 2.75, 5.45, 8.15, 10.85 Y 13.55 m

ESCALA: 1:50
(S/C=200 kg/m²)

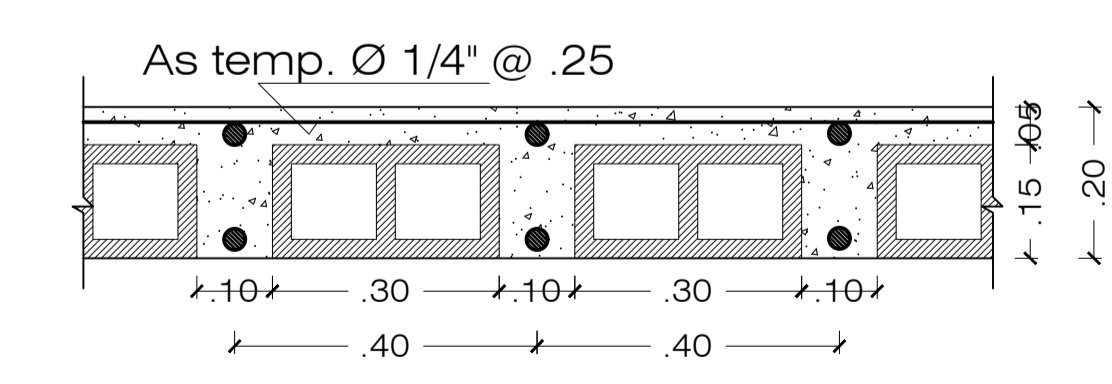
	LOSA DE H=0.20m: LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES @.40 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø1/4\"/>
	LOSA DE H=0.20m: LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8\"/>

(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)



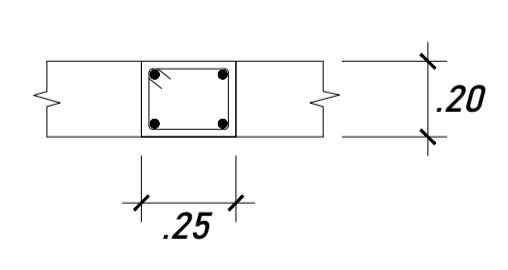
Detalle de losa maciza

Esc: 1/10

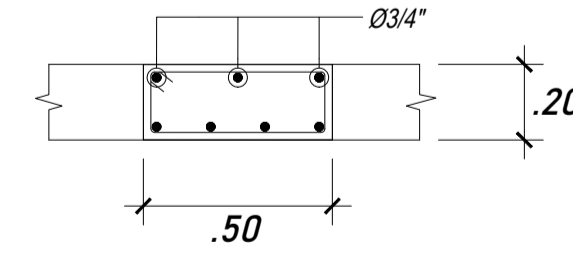


Detalle de losas aligeradas

Esc: 1/10

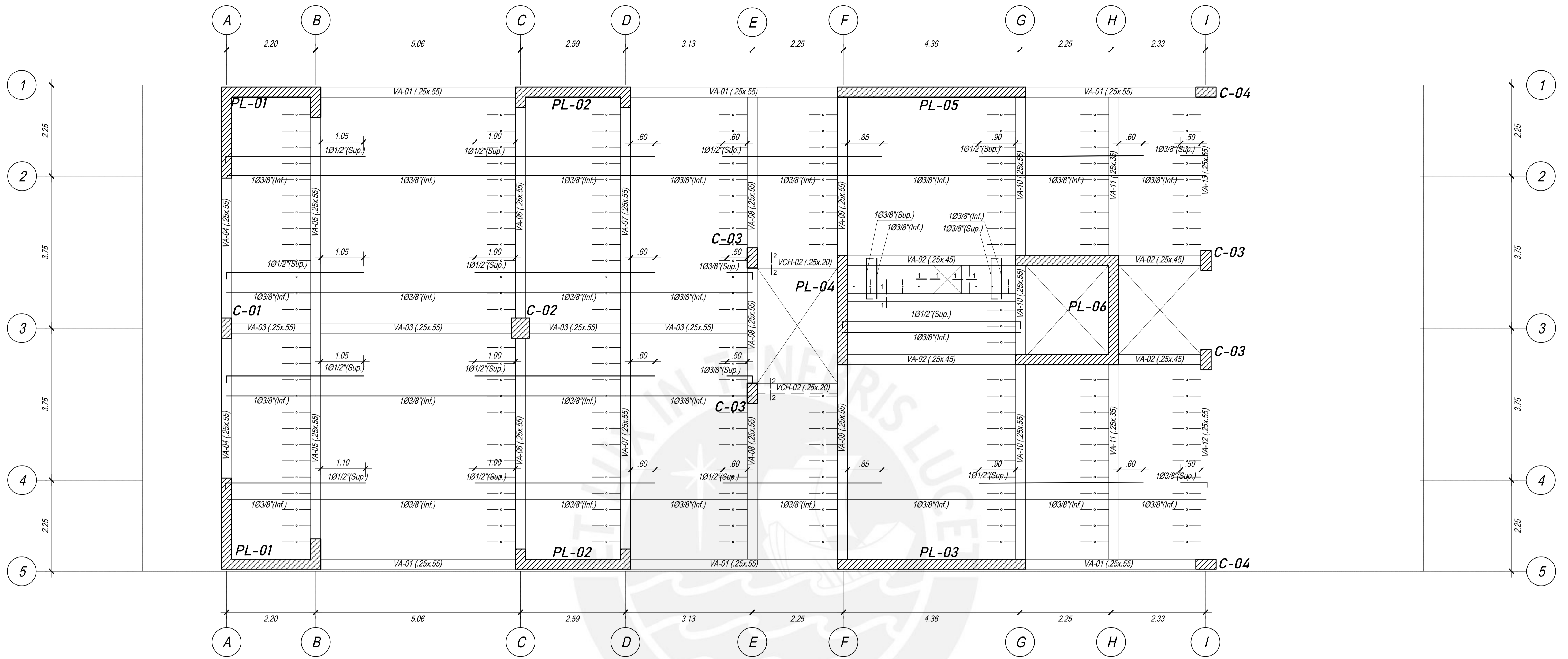


405/8"
2-2
ESC: 1:20



303/4"+405/8"
3-3
ESC: 1:20

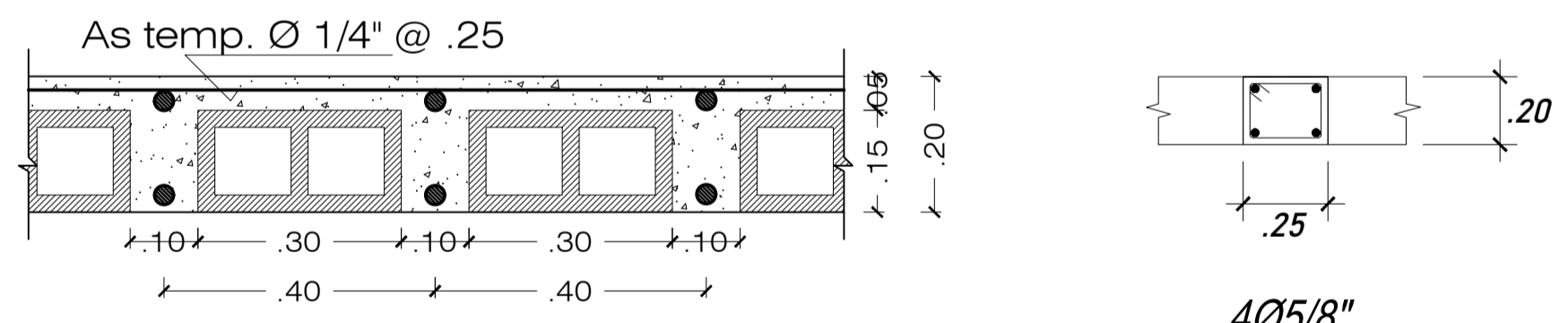
Proyecto: EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE			
Plano: ENCOFRADO DEL PISO TÍPICO			Plano: E-7
Tesista: Walter Mateu Sulca	Dibujo: W.M.S	Escala: Indicada	Fecha: 15/12/2021



ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 6TO. PISO NIV: 16.25 m

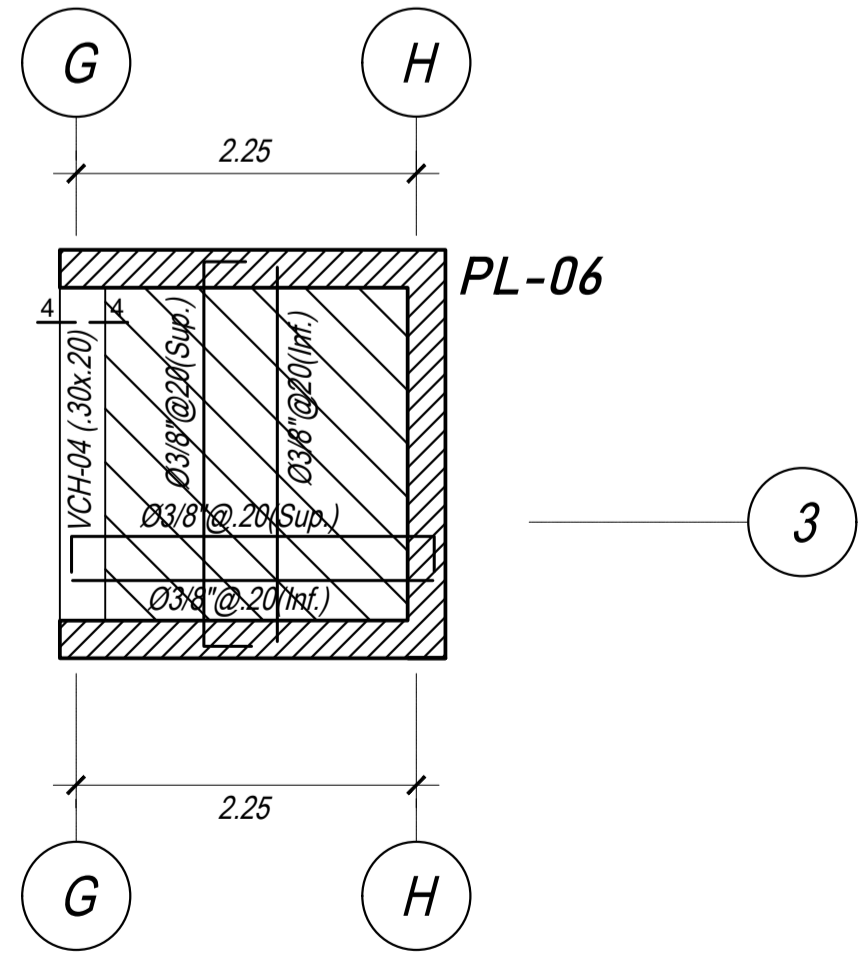
ESCALA: 1:50
(S/C=100 kg/m²)

LOSA DE H=0.20m:
LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES @.40
MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø1/4" @.25m.
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)



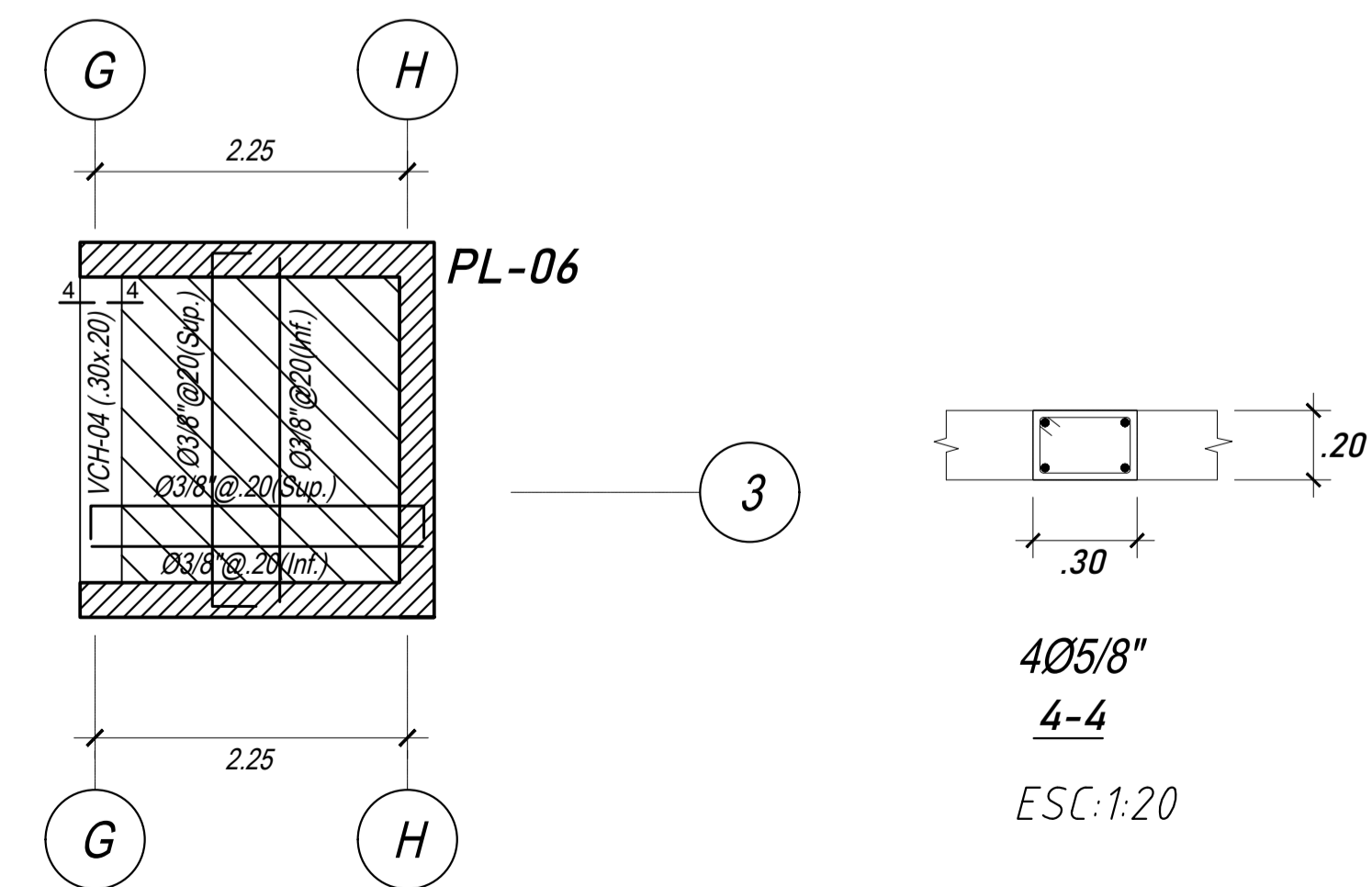
Detalle de losas aligeradas
Esc: 1/10

4Ø5/8"
2-2
ESC:1:20



ENCOFRADO DE AZOTEA NIV: 17.50 m

ESCALA: 1:50
(S/C=250 kg/m²)

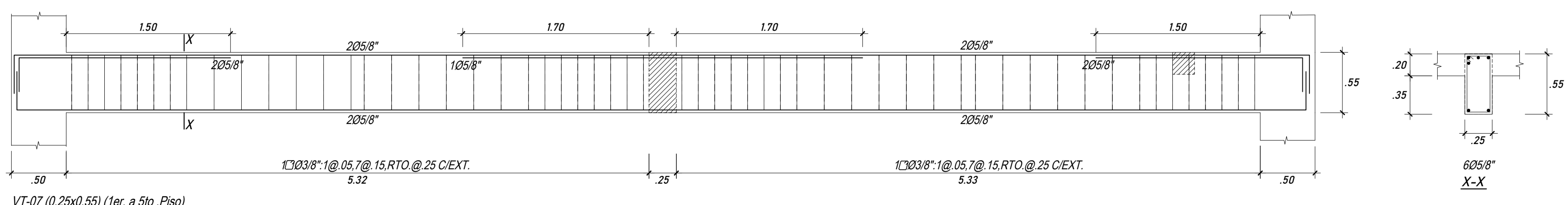
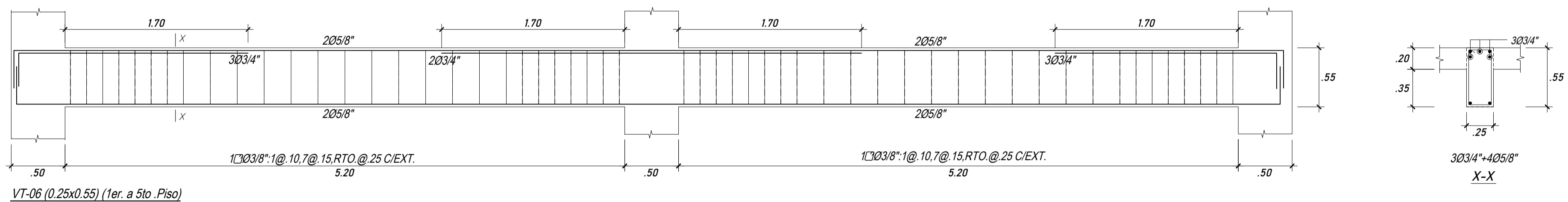
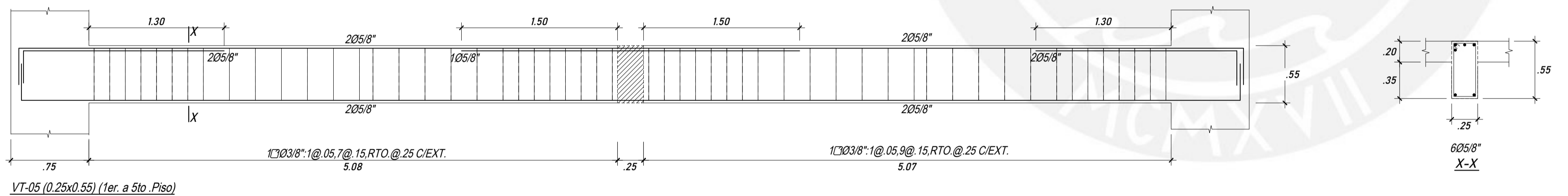
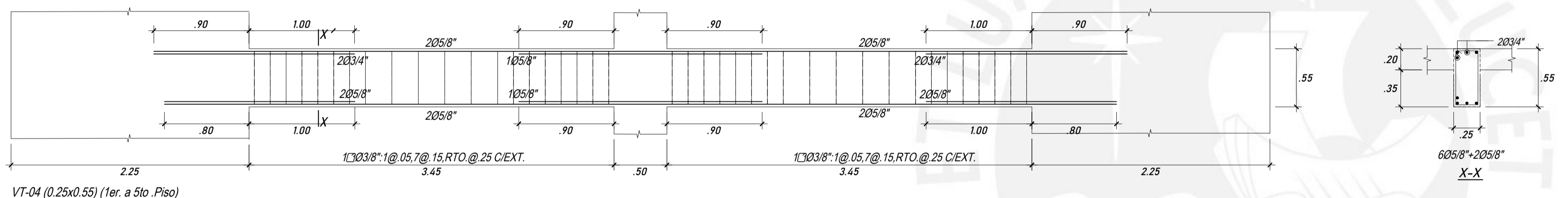
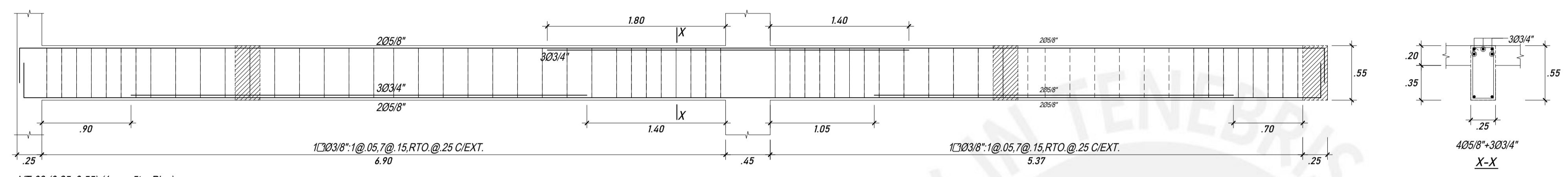
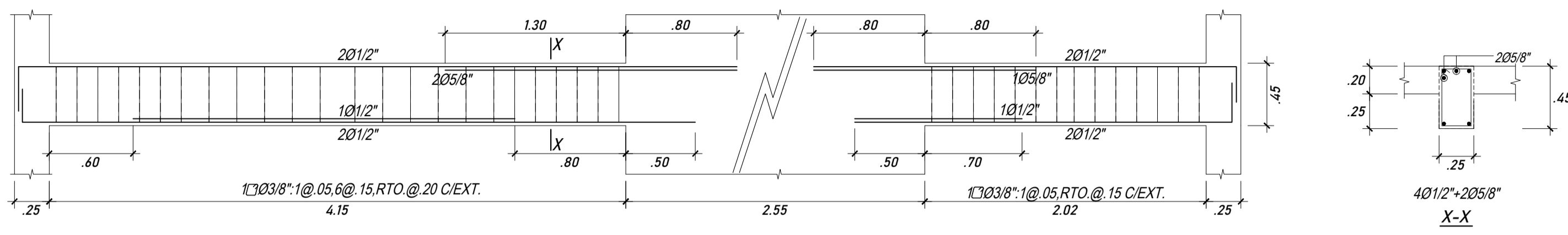
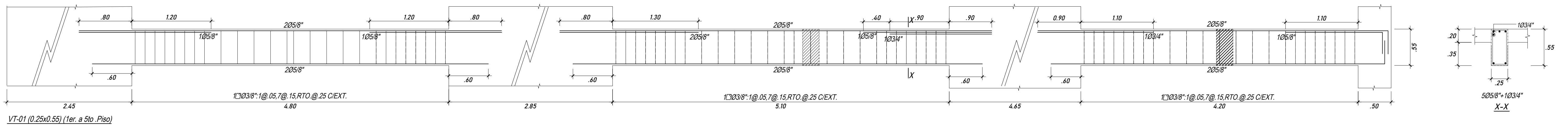


ENCOFRADO DE TECHO AZOTEA NIV: 19.50 m

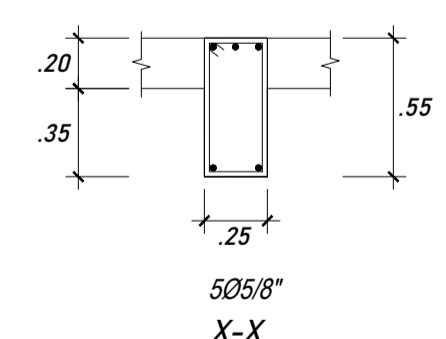
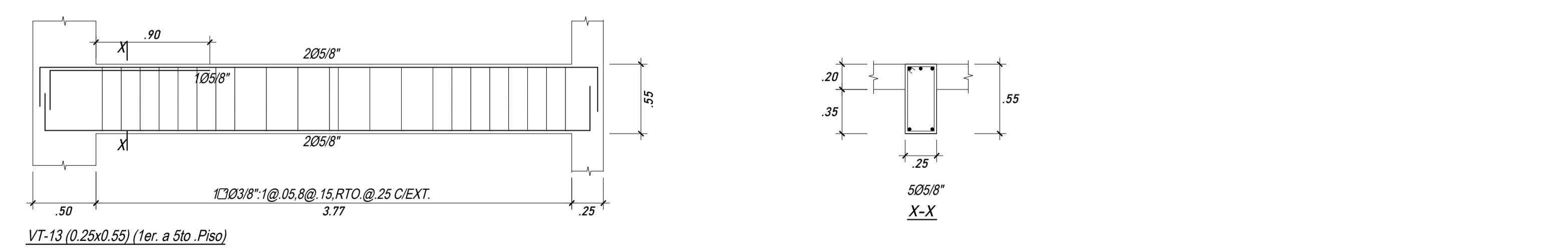
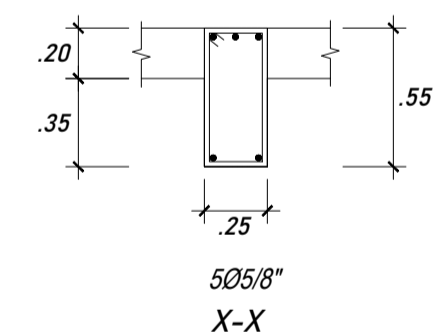
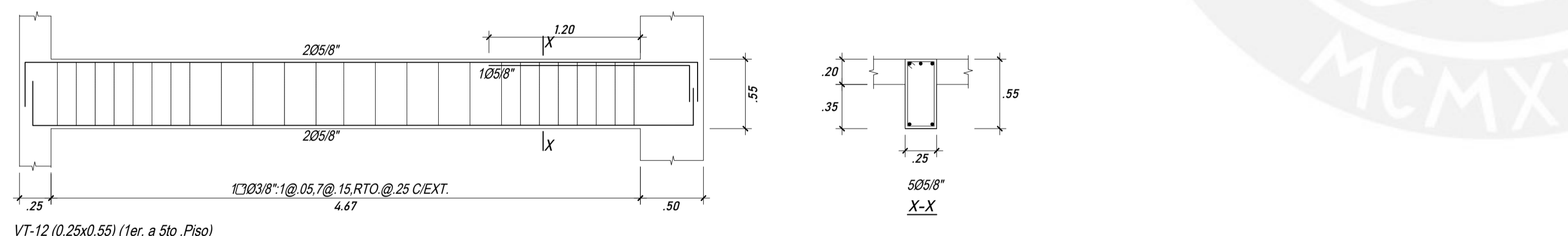
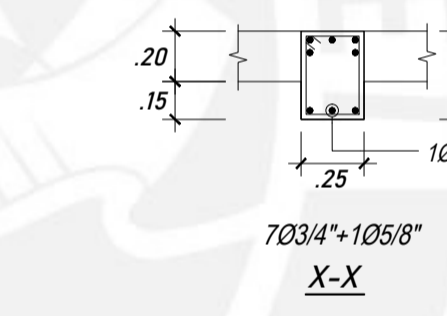
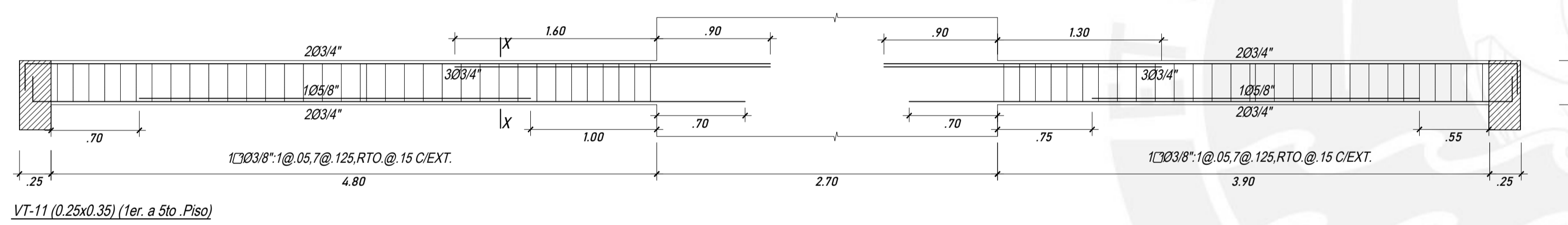
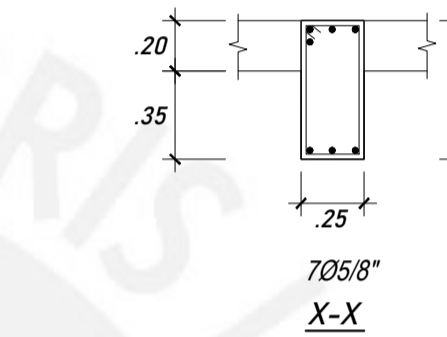
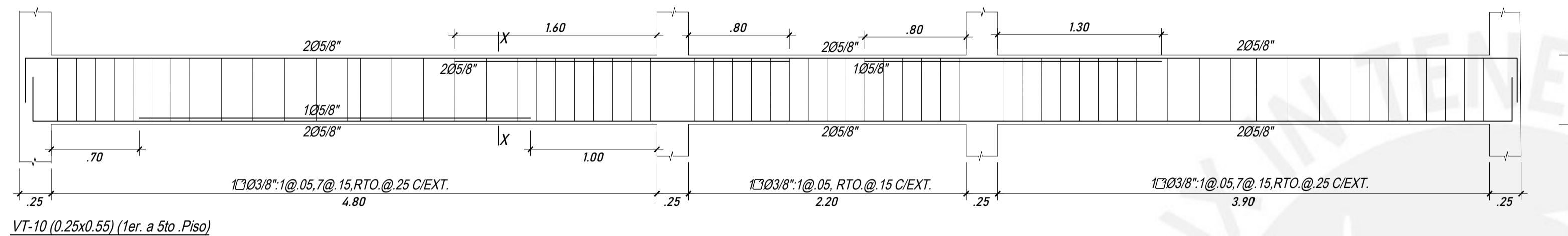
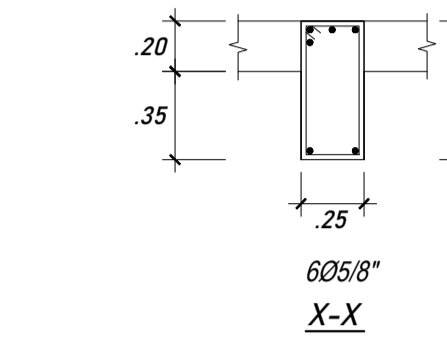
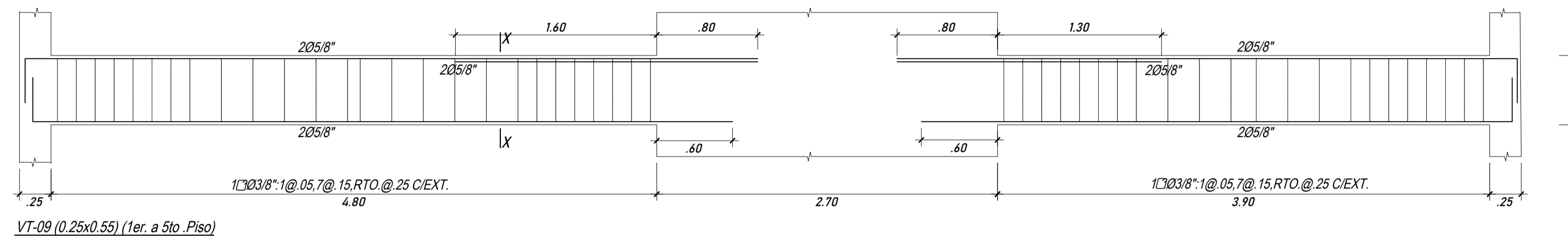
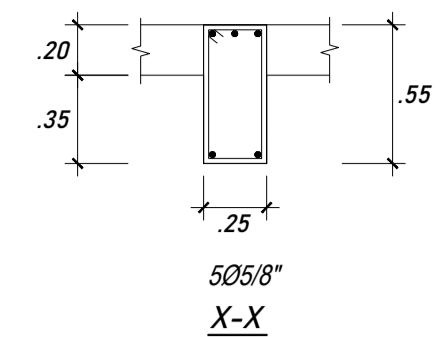
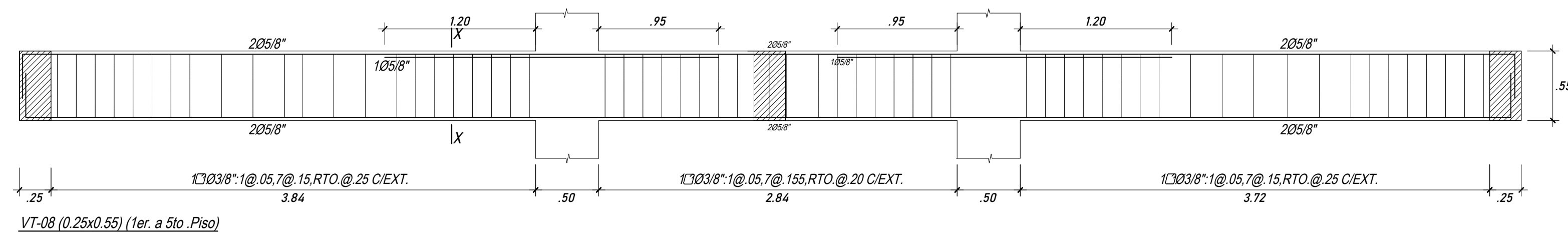
ESCALA: 1:50
(S/C=100 kg/m²)

LOSA DE H=0.20m:
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8" @.20
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @.20

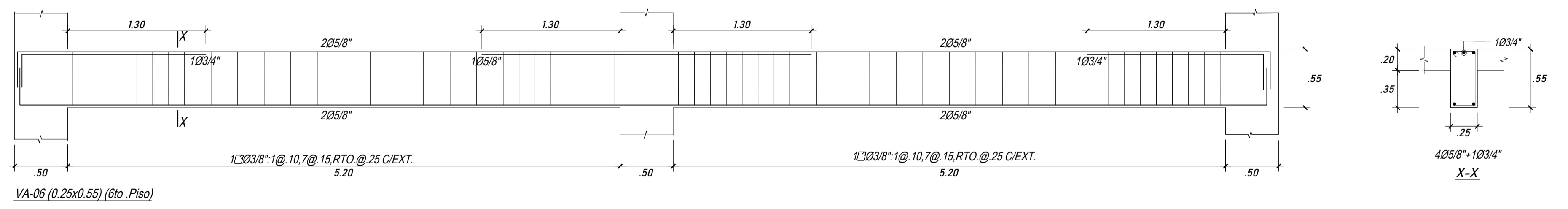
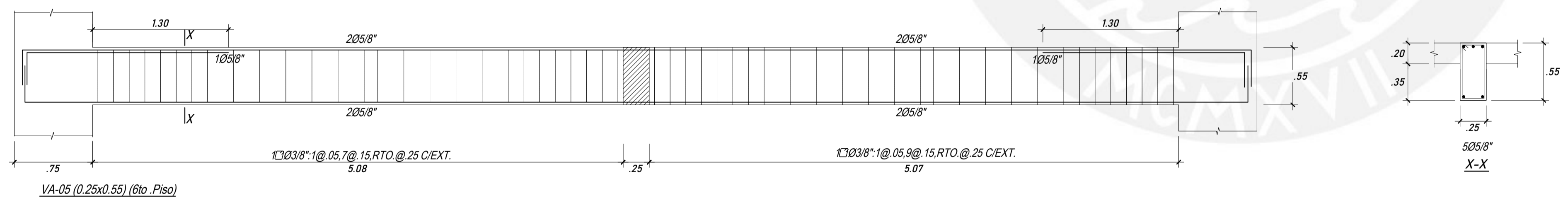
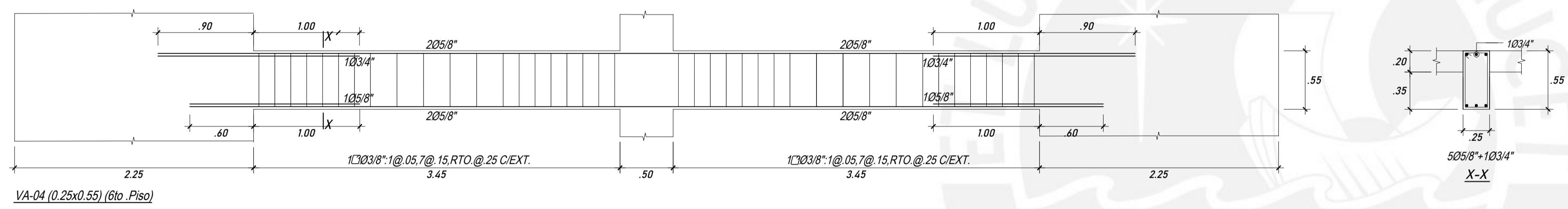
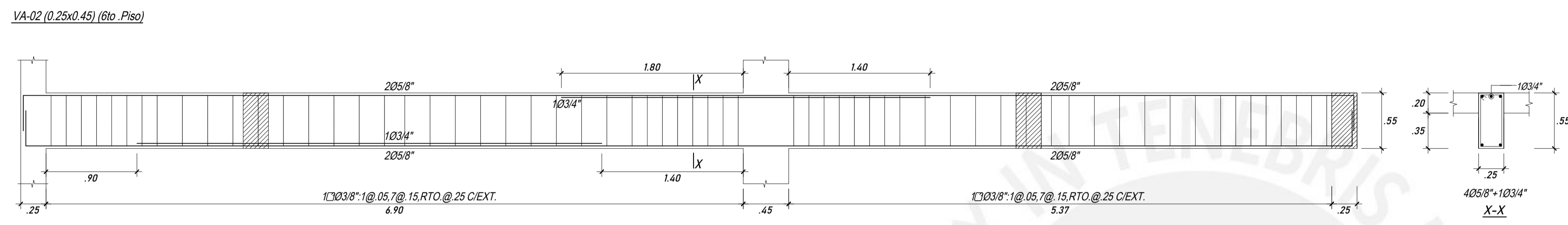
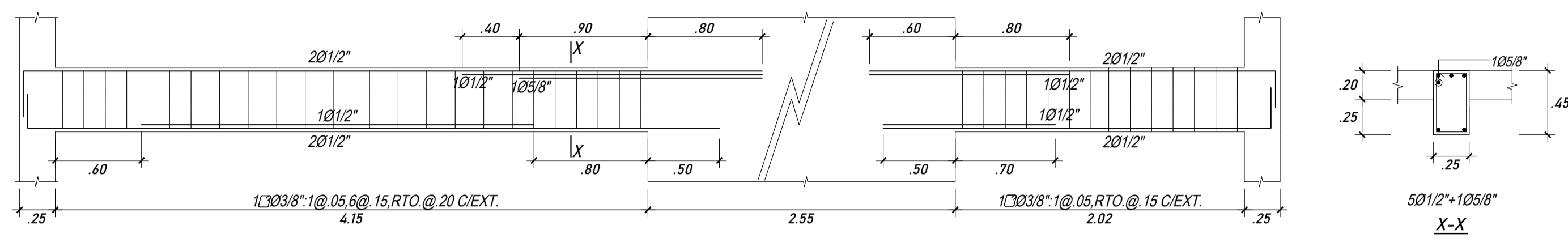
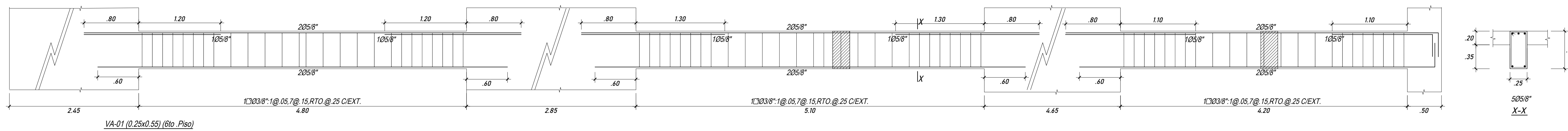
Proyecto: EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE				Plano: ENCOFRADO DE LA AZOTEA E-8
Plano: ENCOFRADO DE LA AZOTEA			Plano:	
Tesista: Walter Mateu Sulca	Dibujo: W.M.S	Escala: Indicada	Fecha: 15/12/2021	



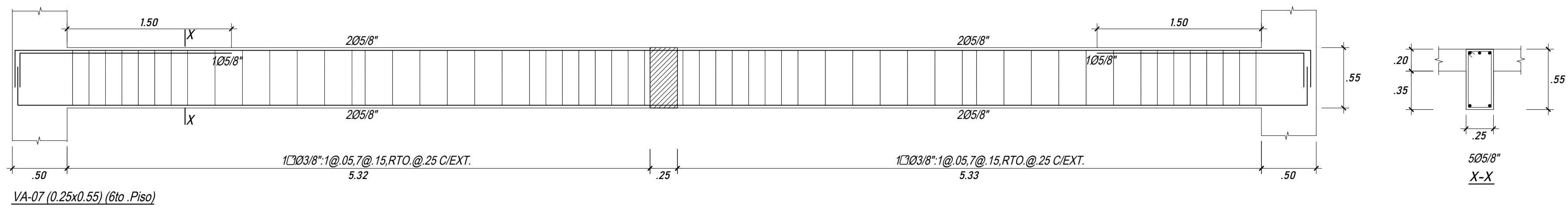
Proyecto: EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE			
Plano: VIGAS DEL PISO TÍPICO I			Plano: E-9
Diseño: Walter Mateu Sulca	Dibujo: W.M.S	Escala: 1/30	Fecha: 15/12/2021



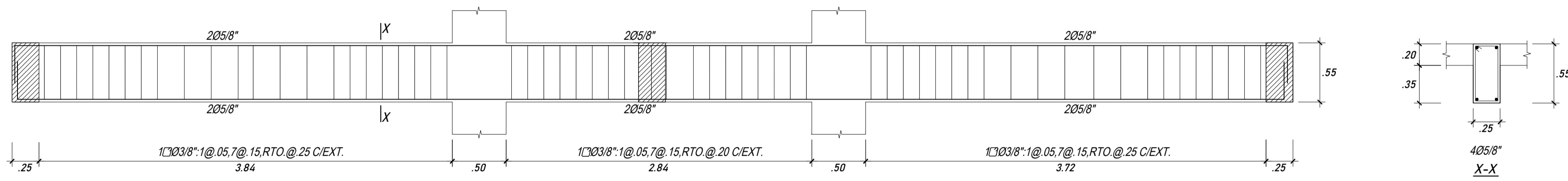
Proyecto: EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE			
Plano: VIGAS DEL PISO TÍPICO II			Plano: E-10
Diseño: Walter Mateu Sulca	Dibujo: W.M.S	Escala: 1/30	Fecha: 15/12/2021



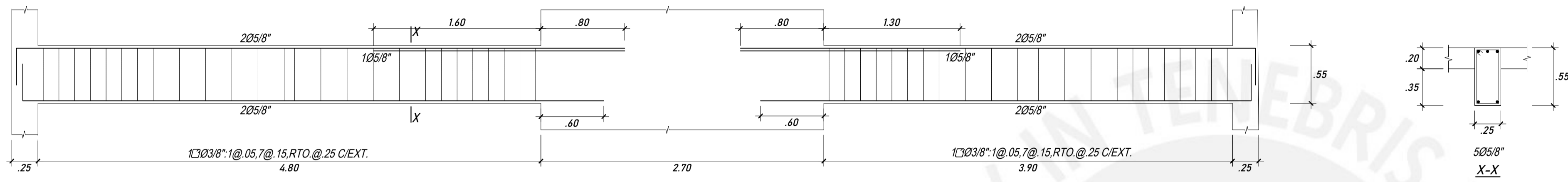
Proyecto:			
EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE			
Plano:			Plano:
VIGAS DE LA AZOTEA I			E-11
Diseño: Walter Mateu Sulca	Dibujo: W.M.S	Escala: 1/30	Fecha: 15/12/2021



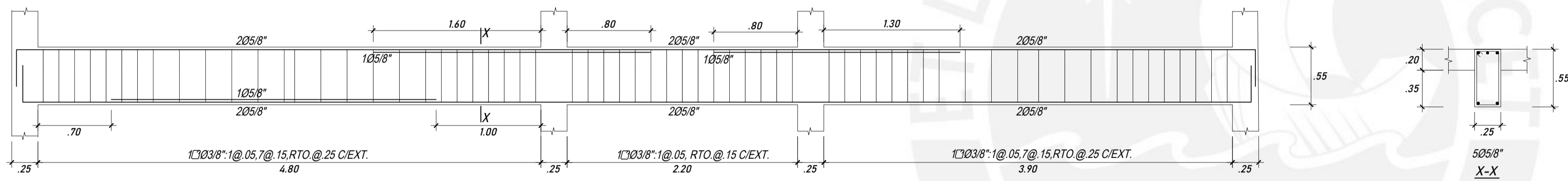
VA-07 (0.25x0.55) (6to .Piso)



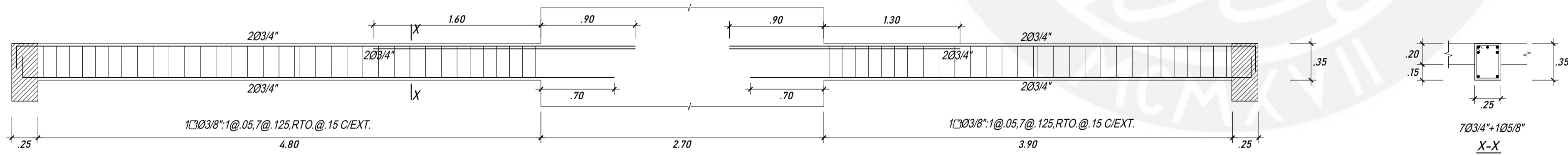
VA-08 (0.25x0.55) (6to .Piso)



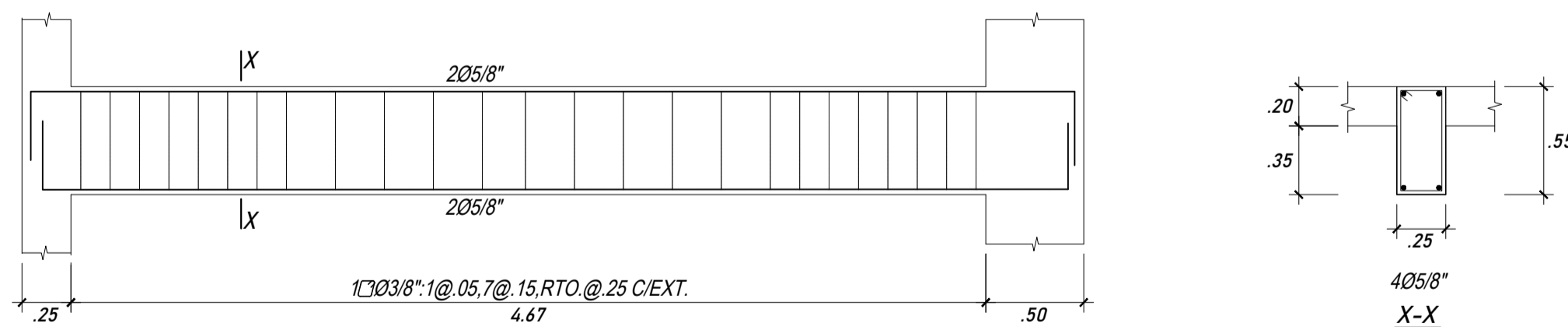
VA-09 (0.25x0.55) (6to .Piso)



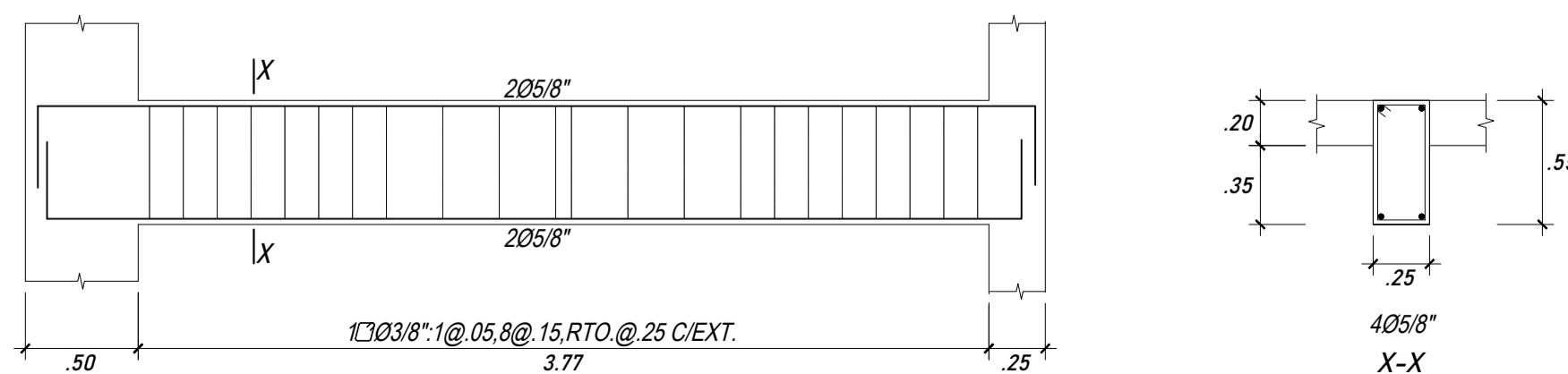
VA-10 (0.25x0.55) (6to .Piso)



VA-11 (0.25x0.55) (6to .Piso)



VA-12 (0.25x0.55) (6to .Piso)



VA-13 (0.25x0.55) (6to .Piso)

Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

VIGAS DE LA AZOTEA II

Plano:

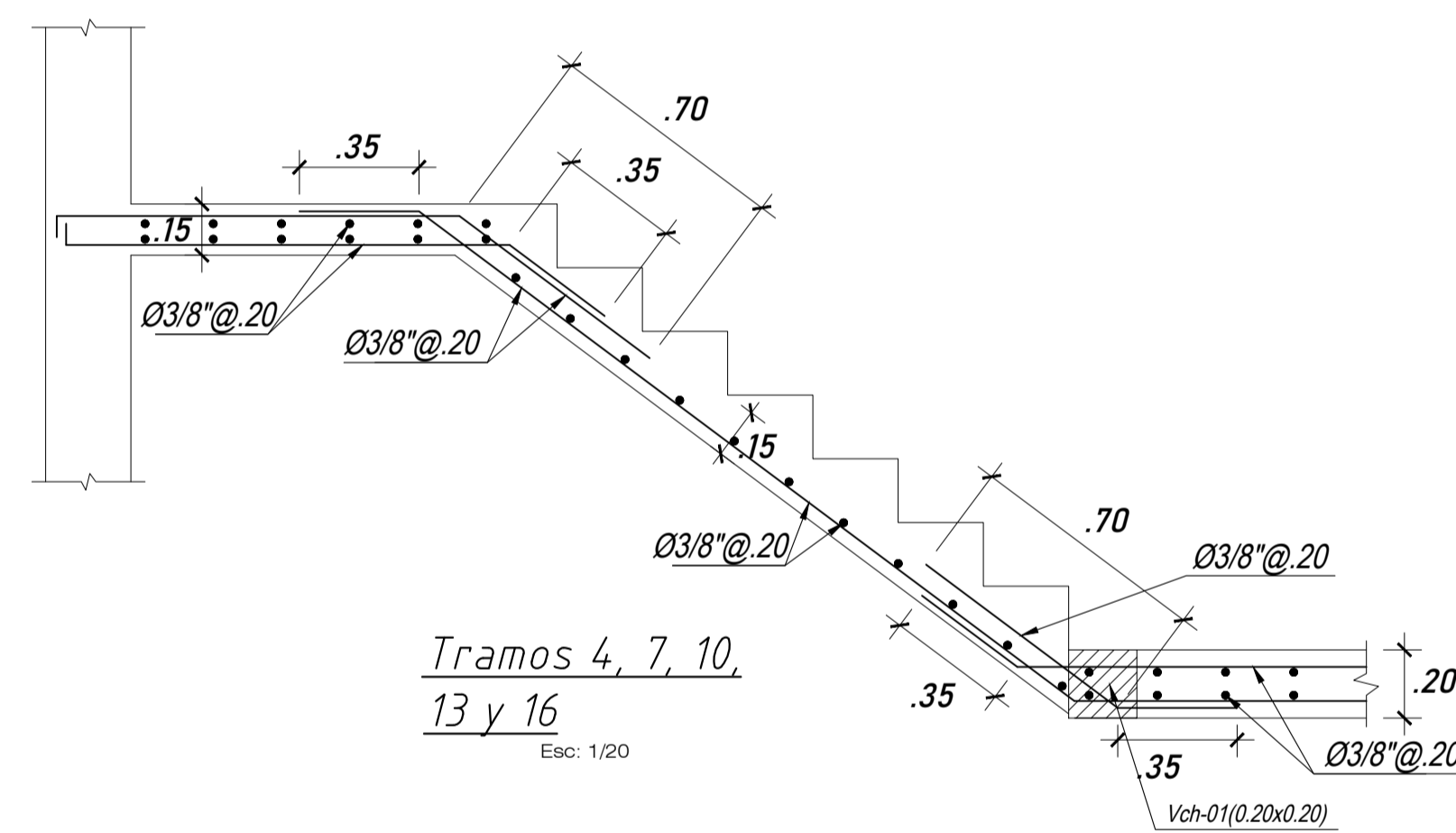
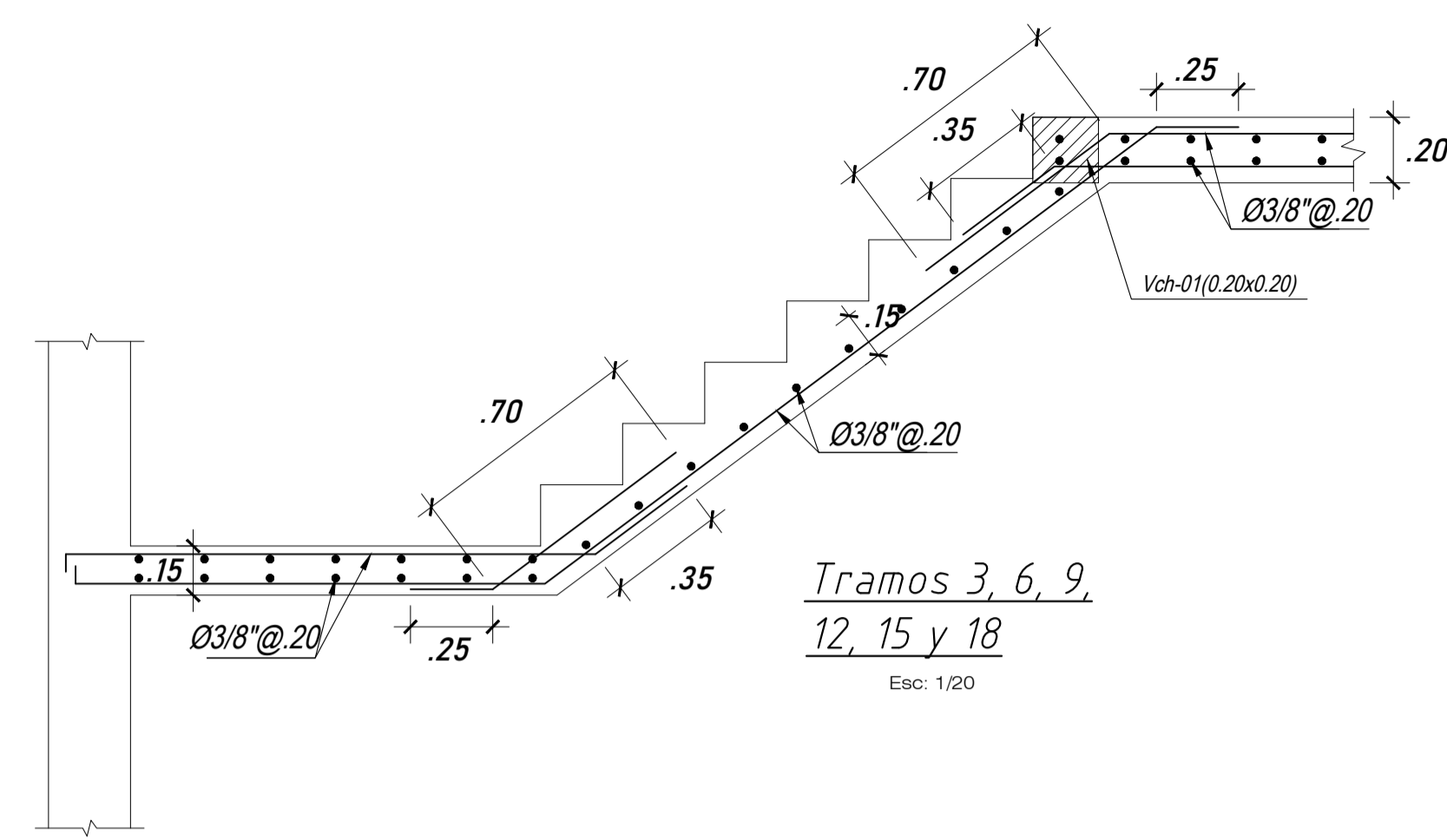
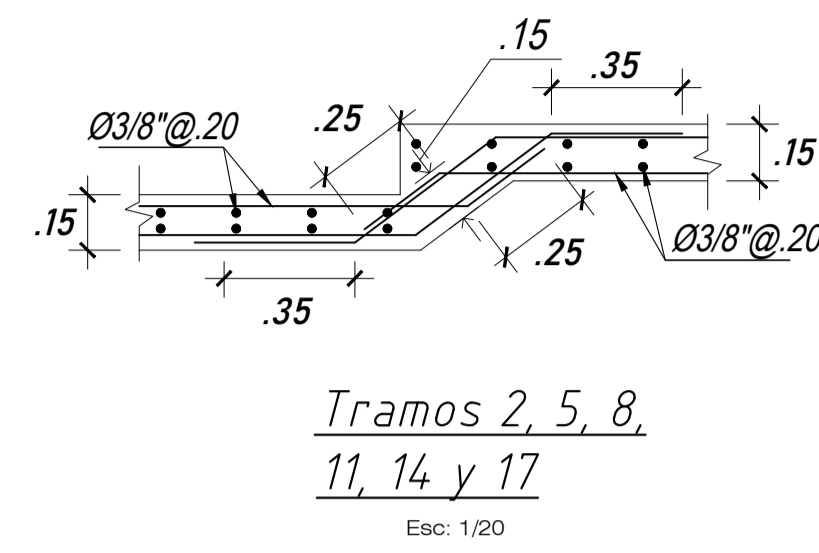
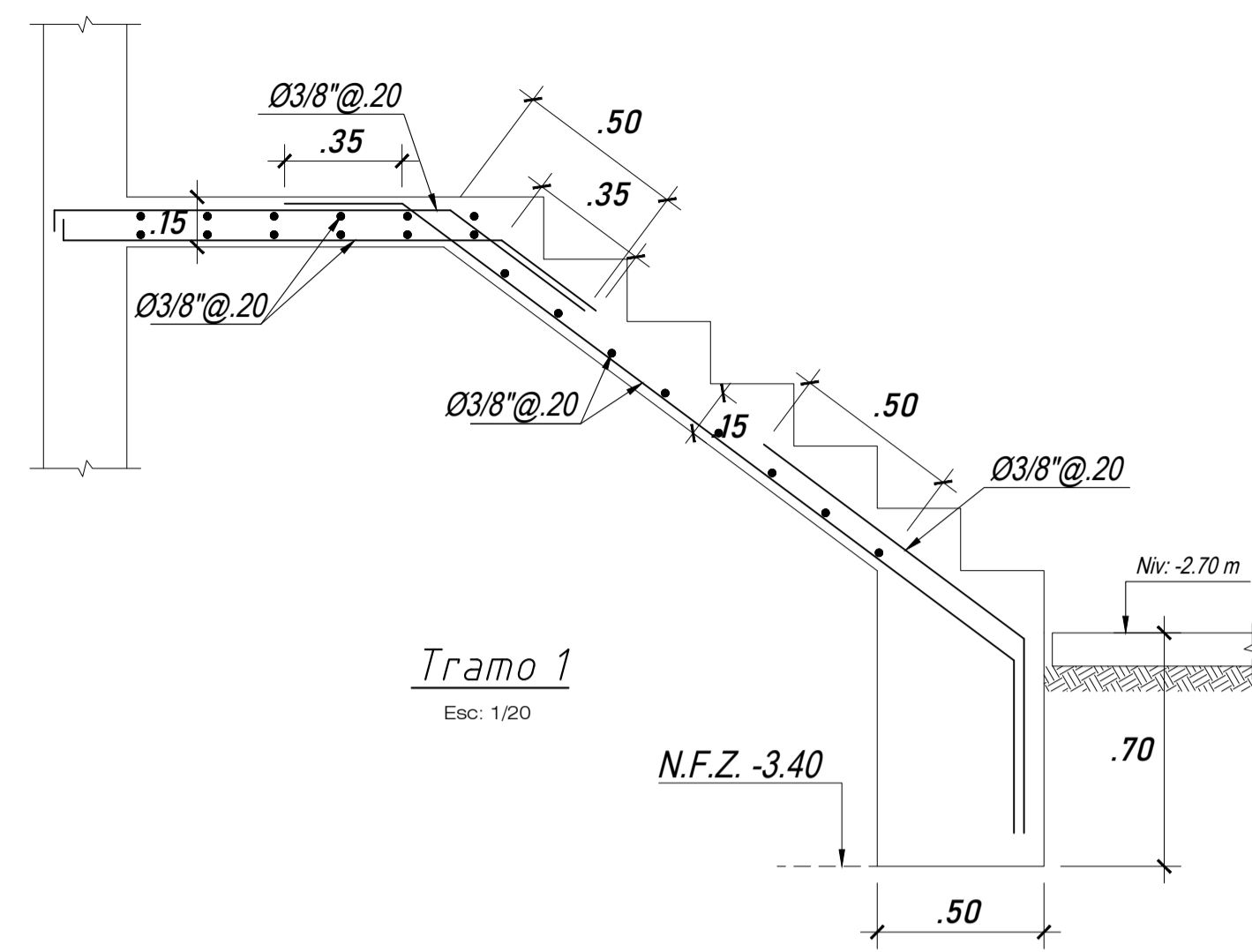
E-12

Diseño:
Walter Mateu
Sulca

Dibujo:
W.M.S

Escala:
1/30

Fecha:
15/12/2021



Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

TRAMOS DE ESCALERA

Plano:

E-13

Diseño:

Walter Mateu
Sulca

Dibujo:

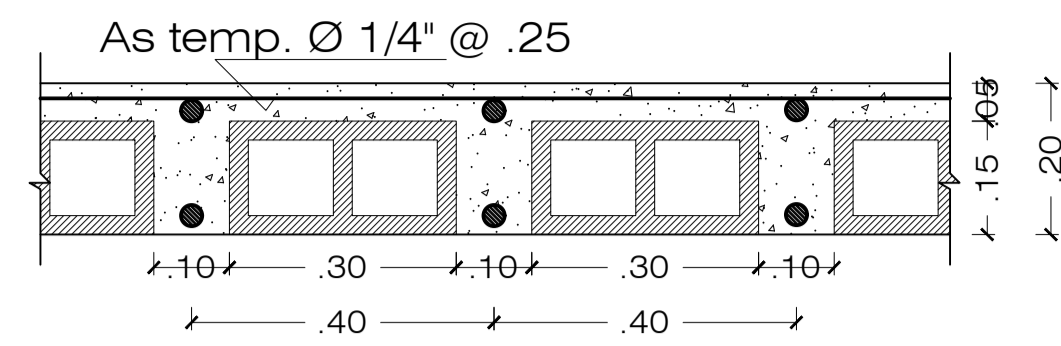
W.M.S

Escala:

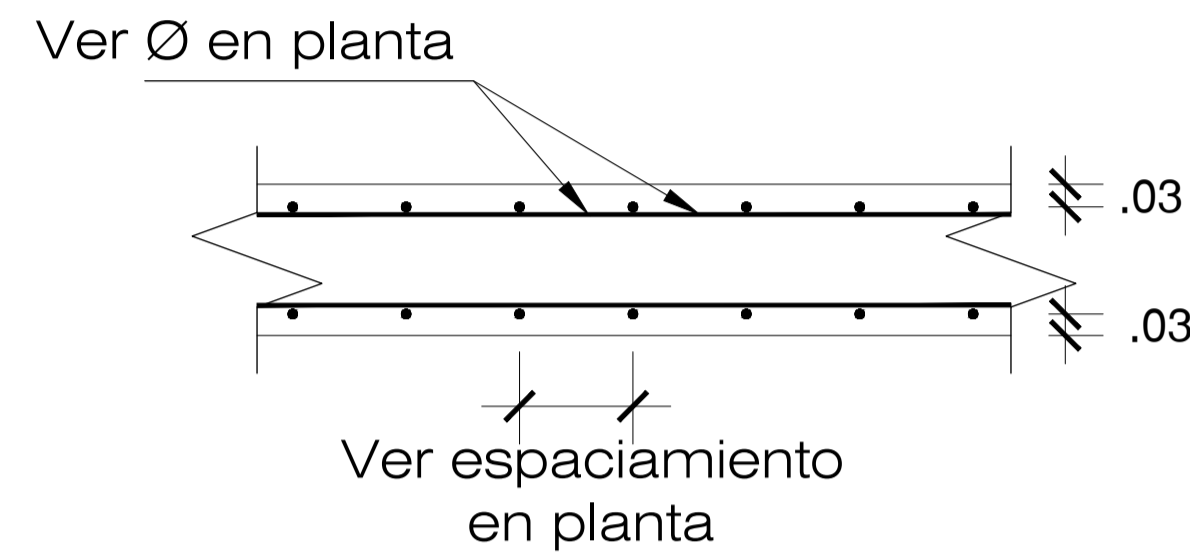
Indicada

Fecha:

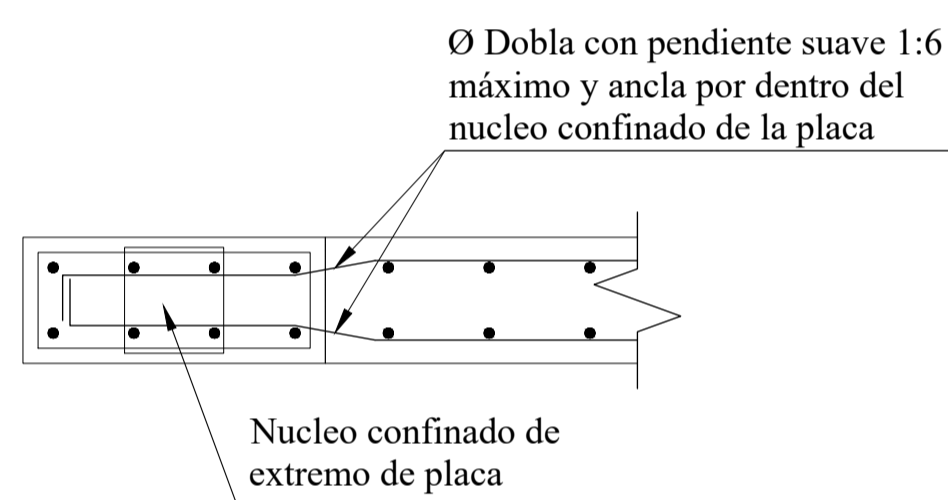
15/12/2021



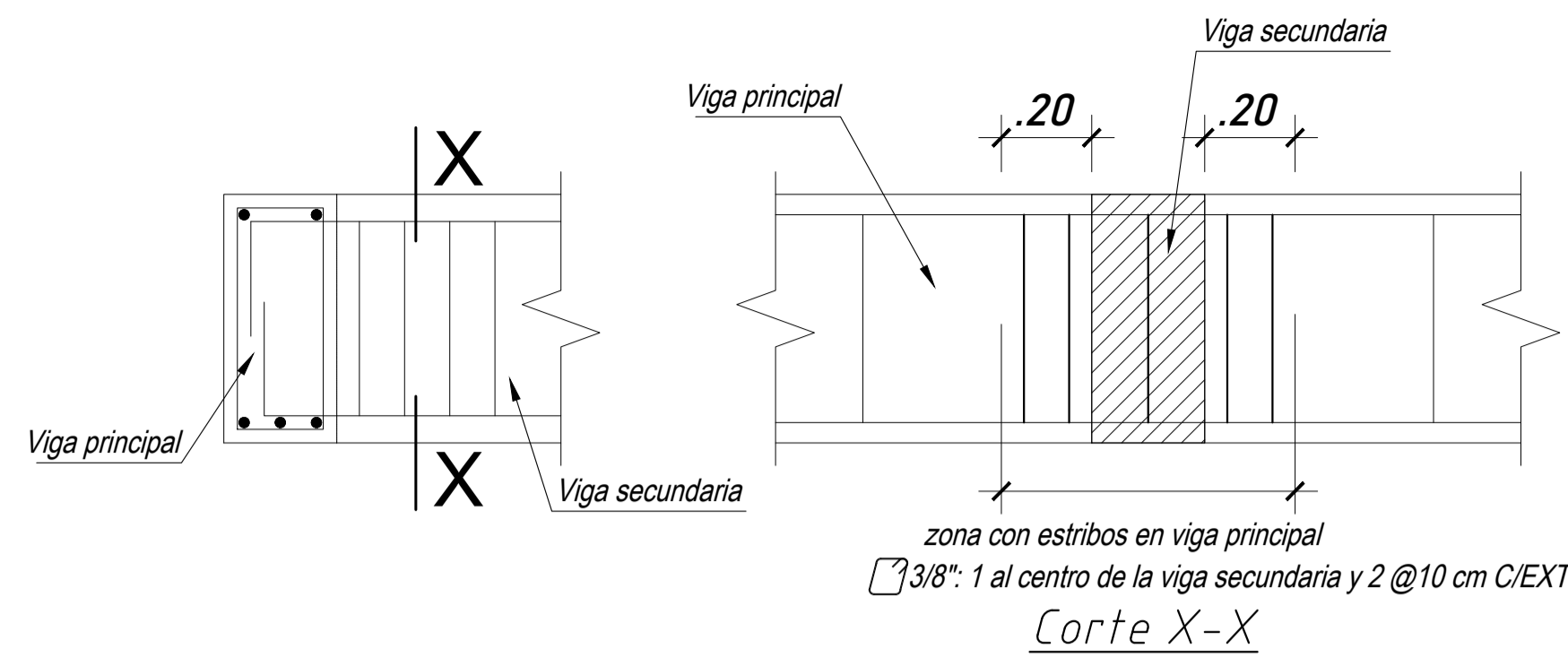
Detalle de losas aligeradas
Esc: 1/10



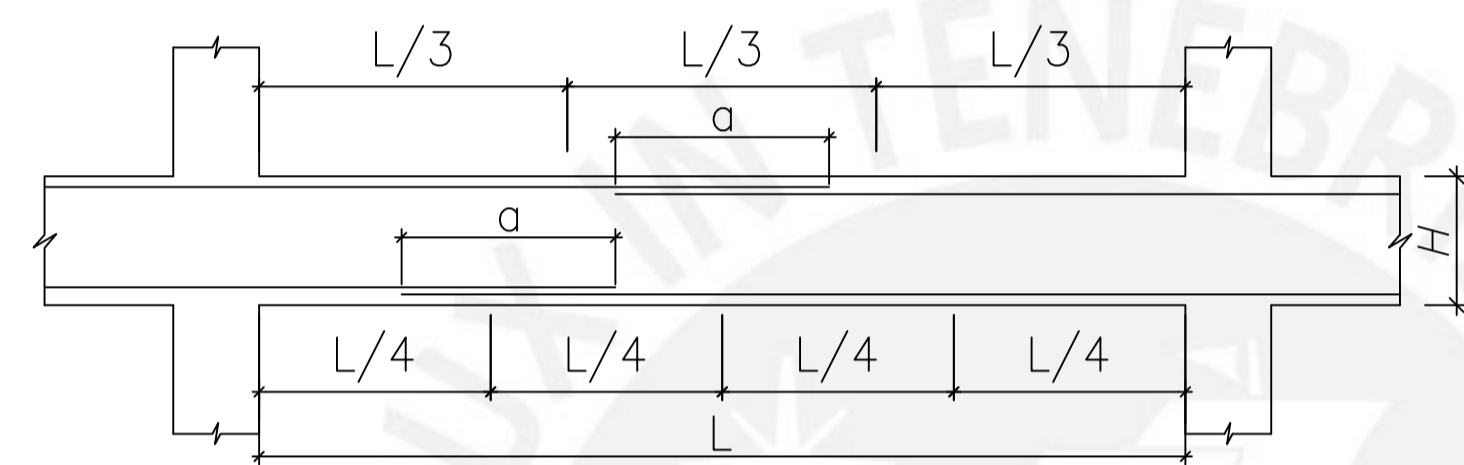
Detalle de losa maciza
Esc: 1/10



Anclaje de refuerzo horizontal de placas en núcleos confinados
Esc: S/E



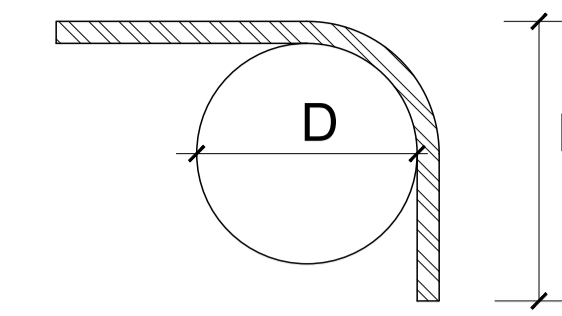
Detalle general de estribos en cruce de vigas
Esc: S/E



VALORES DE a		
Ø	Ø INFERIOR	Ø SUPERIOR
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90
1"	1.15	1.60

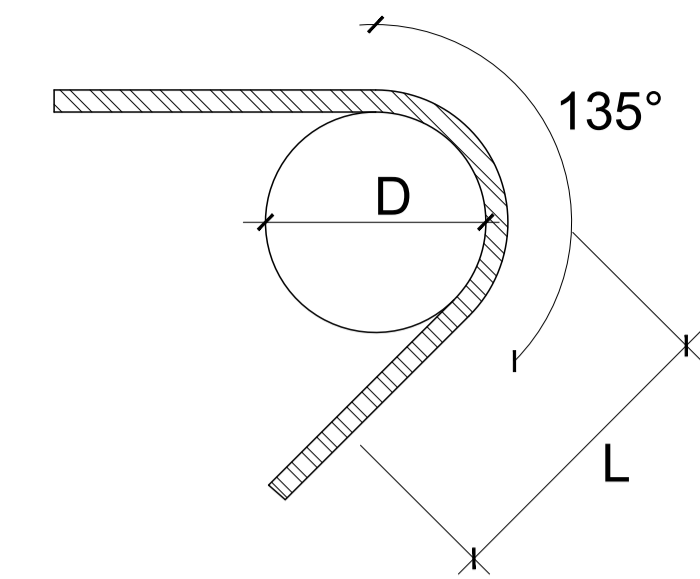
Nota: Al empalmar más del 50% del área total de refuerzo en una misma sección, aumentar la longitud en un 30%

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS



Ø	D(cm)	L(cm)
3/8"	6	12
1/2"	8	16
5/8"	10	19
3/4"	12	23
1"	16	31

Gancho a 90°



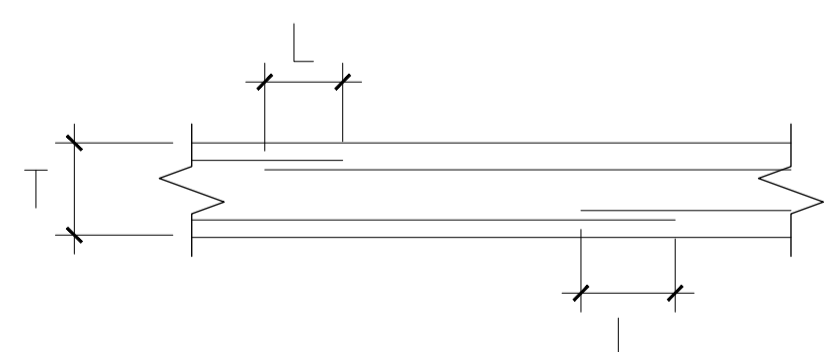
Ø	D(cm)	L(cm)
3/8"	6	8
1/2"	8	10
5/8"	10	13

Gancho a 135°

-D: diametro mínimo de doblado

-L: extensión recta desde el doblado hasta el extremo libre del refuerzo

DETALLE DE DOBLADO DEL REFUERZO



T: Espesor de la placa

Refuerzo	Le (m)
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90
1"	1.45

Nota: Al empalmar más del 50% del área total de refuerzo en una misma sección, aumentar la longitud en un 30%

Empalme de refuerzo horizontal y vertical en placas
Esc: S/E

Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

DETALLES TIPICOS I

Plano:

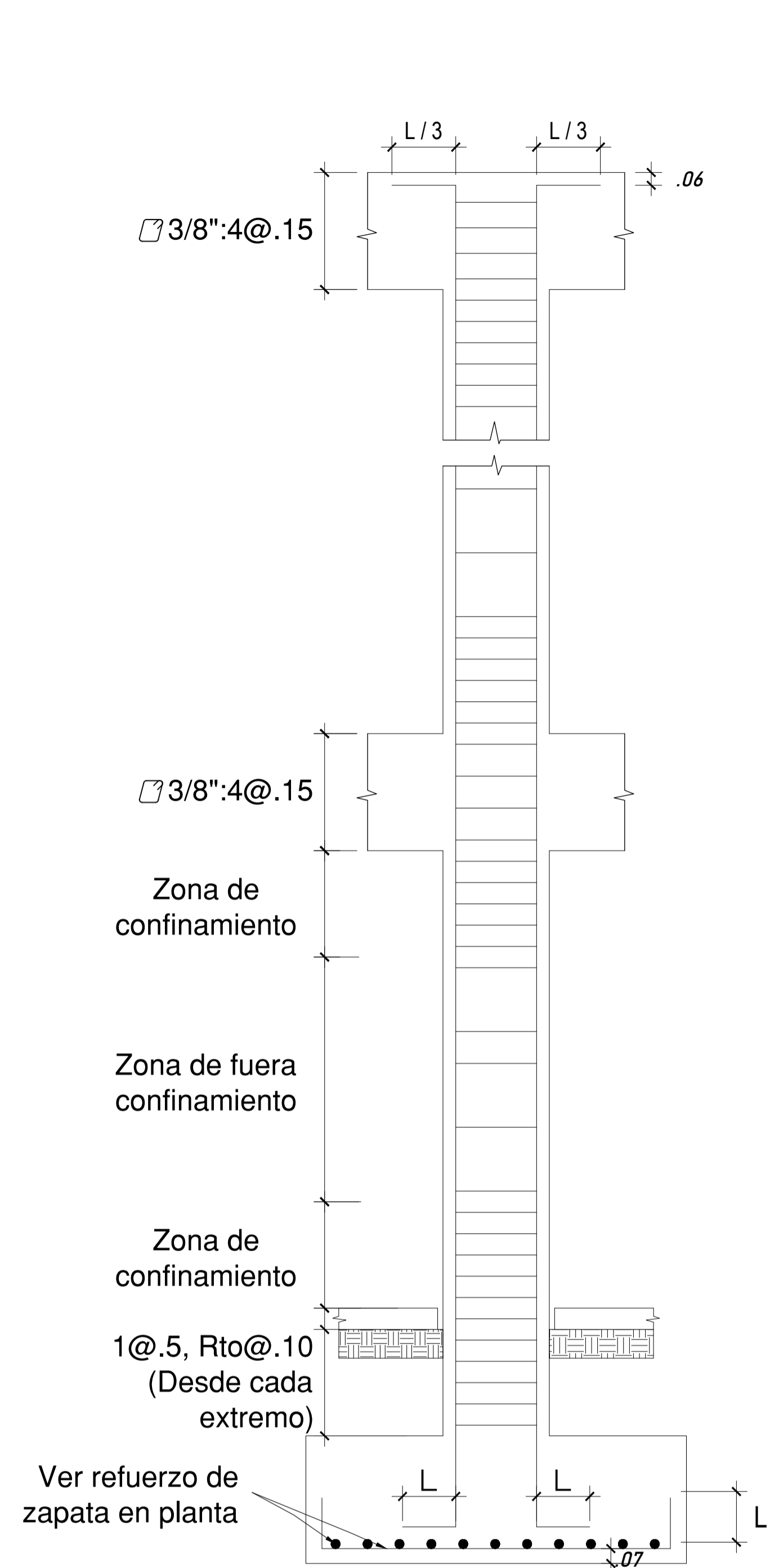
E-14

Diseño:
Walter Mateu
Sulca

Dibujo:
W.M.S

Escala:
S/E

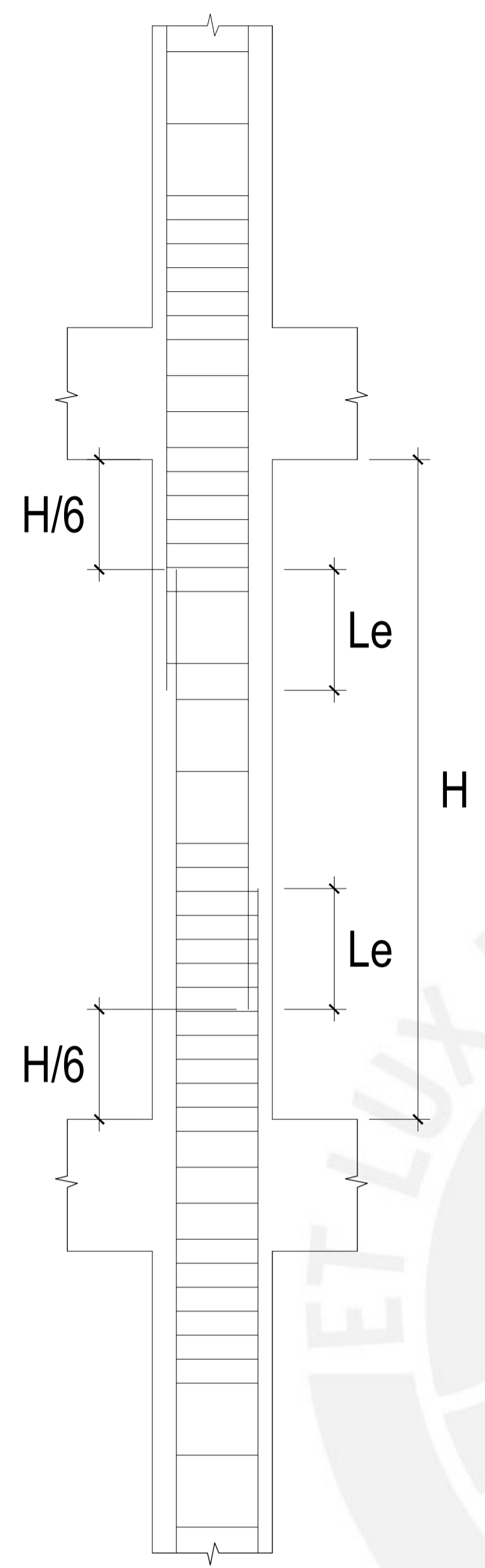
Fecha:
15/12/2021



Refuerzo	L (m)
1/2"	0.15
5/8"	0.20
3/4"	0.25
1"	0.30

Detalle típico de columnas y cabezas de placas

Esc: S/E



Refuerzo	Le (m)
3/8"	0.60
1/2"	0.80
5/8"	0.95
3/4"	1.15
1"	1.90

Nota: Alternar los empalmes en diferentes pisos y empalmar como máximo 50% del refuerzo

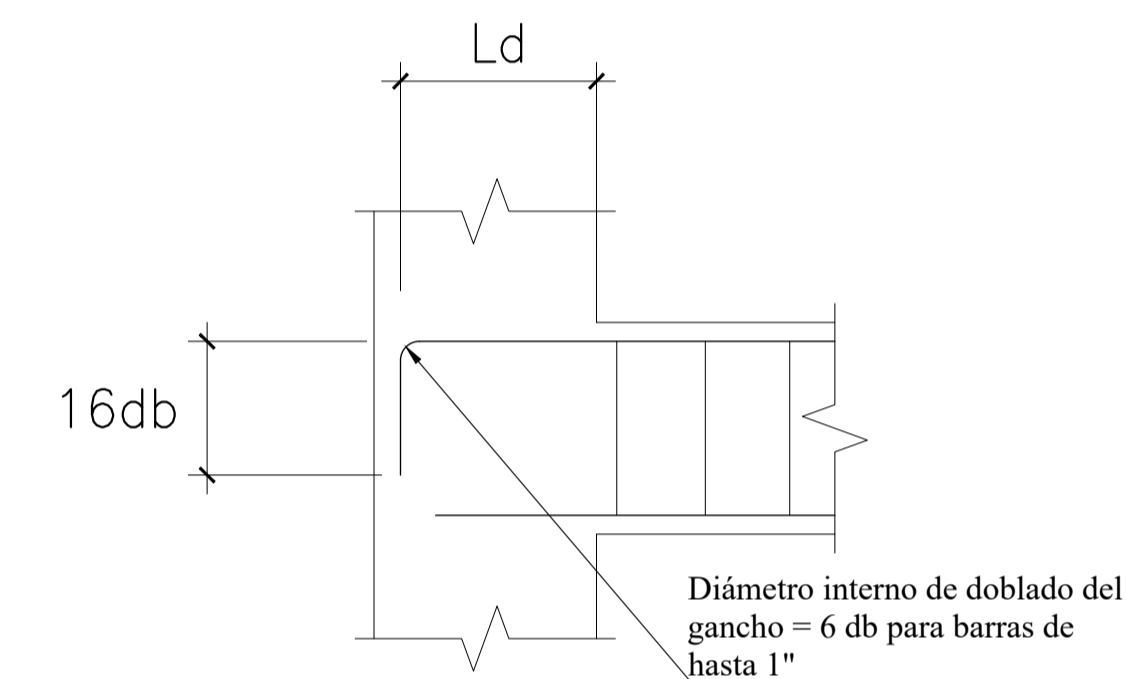
Empalme de refuerzo vertical en columnas y placas

Esc: S/E

		$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Barras superiores	Barra	Ld (m)	
	3/8"	0.44	
	1/2"	0.58	
	5/8"	0.73	
	3/4"	0.88	
	1"	1.45	
Barras inferiores	Barra	Ld (m)	
	3/8"	0.34	
	1/2"	0.45	
	5/8"	0.56	
	3/4"	0.67	
	1"	1.12	

Longitud recta de Anclaje en Tracción

		$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Barras superiores	Barra	Ld (m)	
	3/8"	0.21	
	1/2"	0.28	
	5/8"	0.35	
	3/4"	0.42	
	1"	0.56	



Longitud de Anclaje con Gancho Estandar

Proyecto:

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Plano:

DETALLES TIPICOS II

Plano:

E-15

Diseño:
Walter Mateu
Sulca

Dibujo:
W.M.S

Escala:
S/E

Fecha:
15/12/2021