

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE
CONCRETO ARMADO CON TECHO VERDE**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Jorge Luis Poma Aliaga

ASESOR:

Ing. Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, Julio del 2020

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de 6 pisos con un techo verde en el último nivel. El edificio está destinado para el uso de oficinas y se proyecta en la ciudad de Lima con capacidad portante del suelo de 4 kg/cm^2 .

En el primer nivel, cuenta con 2 oficinas de 262 m^2 y de 200 m^2 , un hall de ascensores, una sala de recepción y una la escalera de evacuación que conecta a los siguientes niveles. En los siguientes pisos, cuenta con 2 oficinas de 262 m^2 por cada nivel y un jardín en el último nivel destinada para el esparcimiento de sus ocupantes.

A partir de una Arquitectura planteada se ha estructurado el edificio siguiendo los criterios de simplicidad, simetría, resistencia, ductilidad y rigidez lateral. Luego, se empleó un modelo matemático mediante el programa ETABS, a partir de un pre dimensionamiento de los elementos estructurales para evaluar las derivas e irregularidades de planta y altura.

Después, una vez que se ha cumplido con los requerimientos de la Norma Peruana Sismorresistente (E.030), se procedió a diseñar los diversos elementos estructurales como son las vigas, losas aligeradas unidireccionales, losas aligeradas bidireccionales, losas macizas, placas, columnas, cimentación y escaleras. Para ello, se utilizó los requerimientos de la Norma Peruana de Concreto Armado (E.060). Con el cual, se garantiza una edificación con un comportamiento adecuado ante las solicitaciones estáticas y dinámicas con el refuerzo de acero requerido que influye en la economía de la construcción.

CAPÍTULO 1: Introducción

1.1 Objetivo	01
1.2 Aspecto Generales del Proyecto	01
1.3 Normas Utilizadas	05
1.3.1 Norma E.020 de Cargas.....	05
1.3.2 Norma E.030 de Sismorresistente.....	05
1.3.3 Norma E.060 de Concreto armado	06

CAPÍTULO 2: Estructuración y predimensionamiento de elementos estructurales

2.1 Estructuración de la planta	08
2.2 Predimensionamiento de elementos	09
2.2.1 Losas Aligeradas en una dirección	09
2.2.2 Losas aligeradas en dos direcciones.....	09
2.2.3 Losas Macizas	09
2.2.4 Vigas.....	10
2.2.5 Columnas.....	10
2.2.6 Placas.....	11
2.3 Concepción estructural final.....	12

CAPÍTULO 3: Análisis sísmico

3.1 Consideraciones en el modelo.....	15
3.2 Análisis Modal.....	16
3.3 Excentricidad natural.....	17
3.4 Análisis estático.....	19
3.5 Análisis dinámico	22
3.6 Revisión de Irregularidades	23
3.7.Fuerza cortante mínima.....	28
3.8.Junta sísmica	28

CAPÍTULO 4: Metrado y análisis estructural para cargas de gravedad

4.1 Losas aligeradas en una dirección.....	29
4.2 Losas aligeradas en dos direcciones.....	34
4.3 Losas macizas.....	40
4.4 Vigas	43
4.5 Columnas.....	47
4.6 Placas.....	49
4.7 Escalera.....	51

CAPÍTULO 5: Fundamentos de concreto armado

5.1 Diseño por flexión	53
5.2 Diseño por corte.....	54
5.2 Diseño por Flexocompresión.....	55

CAPÍTULO 6: Diseño de losas

6.1 Losas aligeradas en una dirección.....	56
6.1.1 Diseño por Momento Flector.....	56
6.1.2 Corte de barras.....	58
6.1.3 Diseño por Fuerza Cortante.....	59
6.2 Losas aligeradas en dos direcciones.....	59
6.2.1 Diseño por Momento Flector.....	60
6.2.2 Diseño por Fuerza Cortante.....	62
6.3 Losas macizas.....	62
6.3.1 Diseño por Momento Flector.....	63
6.3.2 Diseño por Fuerza Cortante.....	65

CAPÍTULO 7: Diseño de Viga

7.1 Diseño por Momento Flector.....	67
7.2 Corte de barras.....	69
7.3 Diseño por Fuerza Cortante.....	70
7.5 Deflexiones	74

CAPÍTULO 8: Diseño de Columnas	
8.1 Diseño por Flexocompresión.....	80
8.2 Diseño por Fuerza Cortante.....	82
83 CAPÍTULO 9: Diseño de Placas	
9.1 Diseño por Flexocompresión.....	86
9.2 Diseño por Fuerza Cortante.....	89
9.3 Elementos de borde.....	91
CAPÍTULO 10: Diseño de Cimentación	
10.1 Dimensión de la zapata.....	94
10.2 Diseño por corte	96
10.3 Diseño por Flexión	98
CAPÍTULO 11: Diseño de Escaleras	
11.1 Diseño por Momento Flector.....	100
11.2 Diseño por Fuerza Cortante.....	100
CAPÍTULO 12: Conclusiones.....	101
BIBLIOGRAFÍA.....	103
ANEXO.....	103

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.- Arquitectura primer nivel	03
Figura 1.2.- Arquitectura típico del segundo al sexto nivel	04
Figura 1.3.- Arquitectura último nivel	05
Figura 2.1.- Tabla de predimensionamiento de columnas	12
Figura 2.2.- Encofrado del primer al quinto nivel.....	14
Figura 2.3.- Encofrado del sexto nivel.....	15
Figura 3.1.- Modelo Etabs.....	16
Figura 3.2.- Excentricidad natural de la planta.....	19
Figura 3.3.- Espectro elástico.....	23
Figura 4.1.- Ubicación de la vigueta unidireccional ubicada entre los ejes “3” y “6” y “A” y “B”.....	31
Figura 4.2.- Asignación de carga muerta	32
Figura 4.3.- Asignación de carga viva en todos los tramos	32
Figura 4.4.- Alternancia de carga viva para máximo momento negativo segundo apoyo	32
Figura 4.5.- Alternancia de carga viva para máximo momento negativo tercer apoyo	33
Figura 4.6.- Alternancia de carga viva para máximo momento cuarto apoyo	33
Figura 4.7.- Alternancia de carga viva para máximo momento positivo primer y tercer tramo	33
Figura 4.8.- Alternancia de carga viva para máximo momento positivo segundo y cuarto tramo	34
Figura 4.9.- Envolvente de diagrama de momento flector (tnxm)	34
Figura 4.10.-Envolvente de diagrama de fuerza cortante (tn)	34
Figura 4.11.- Paño de losa aligerada de dos direcciones	35
Figura 4.12.- Sección de 0.4mx 0.40m para metrado de losa	36
Figura 4.13.- Modelo de elementos finitos de losas aligeradas de dos direcciones.....	36
Figura 4.14.- Diagrama de Momento flector(tn _{xm}) para la dirección “Y-Y”	37
Figura 4.15.- Diagrama de Momento flector (tn _{xm}) para la dirección “X-X”	37
Figura 4.16.- Diagrama de fuerza cortante (tn) para la dirección “Y-Y”	38
Figura 4.17.- Diagrama de fuerza cortante (tn) para la dirección “X-X”	38
Figura 4.18.- Paño de losa en análisis.....	39
Figura 4.19.- Modelo losa de azotea	41
Figura 4.20.- Momento flector (M11) de losa en análisis	42
Figura 4.21.- Momento flector (M22) de losa en análisis	42
Figura 4.22.- Fuerza cortante de losa en análisis dirección “X-X”	43
Figura 4.23.- Fuerza cortante de losa en análisis “Y-Y”	43
Figura 4.24.- Viga sísmica en análisis (eje02)	45
Figura 4.25.- Área tributaria de la viga	45
Figura 4.26.- Modelo estructural y asignación de carga muerta	46
Figura 4.27.- Modelo estructural y asignación de carga muerta	46
Figura 4.28.- Diagrama de momento flector para la carga muerta	47
Figura 4.29.- Diagrama de momento flector para la carga viva	47
Figura 4.30.- Área tributaria de la columna C2 0.30x1.30.....	48
Figura 4.31.- Diagrama de fuerza axial para carga muerta de la columna C2 en el eje B-2.....	49
Figura 4.32.- Diagrama de fuerza axial para carga viva de la columna C2 en el eje B-2.....	49
Figura 4.33.- Ubicación de la placa P2	50
Figura 4.34.- Diagrama de fuerza axial para carga muerta de la placa entre los ejes “1” y “2”	51
Figura 4.35.- Diagrama de fuerza axial para carga muerta de la placa entre los ejes “1” y “2”	51
Figura 4.36.- Ubicación de la escalera	52
Figura 4.37.- Modelo de la escalera y asignación de carga muerta	53
Figura 5.1.- Esfuerzos en una sección rectangular con refuerzo en tensión sometida a flexión.....	54
Figura 5.2.- Diagrama de iteración (Ottazi 2019)	56
Figura 6.1.- Sección de viga para aligerado	57
Figura 6.2.- Envolvente de diagrama de momento flector	57
Figura 6.3.- Corte de barra en aligerado	59
Figura 6.4.- Diseño de la losa aligerada unidireccional.....	60
Figura 6.5.- Envolvente de diagrama de momento flector	60
Figura 6.6.- Envolvente de diagrama de momento flector dirección “Y-Y”	61
Figura 6.7.- Envolvente de diagrama de momento flector dirección “X-X”	62
Figura 6.8.- Diseño del aligerado en la dirección “X-X”	63
Figura 6.9.- Diseño del aligerado en la dirección “Y-Y”	63
Figura 6.10.- Envolvente de diagrama de momento flector dirección “X-X”	64

Figura 6.11.- Envoltente de diagrama de momento flector dirección “Y-Y”.....	65
Figura 6.12.- Diseño de la losa en la dirección “X-X”.....	67
Figura 6.13.- Diseño de la losa en la dirección “Y-Y”.....	67
Figura 7.1.- Envoltente de diagrama de momento flector viga del eje 02.....	68
Figura 7.2.- Corte de barras de la Viga 102.....	70
Figura 7.3.- Refuerzo de la viga 102.....	70
Figura 7.4.- Envoltente de diagrama de fuerza cortante.....	71
Figura 7.5.- Cargas en la viga entre los ejes “A-B”.....	72
Figura 7.6.- Cargas en la viga entre los ejes “B-C”.....	72
Figura 7.7.- Sección de viga S1 (Mn=33 tnxm).....	73
Figura 7.8.- Sección de viga S2 (Mn=43 tnxm).....	73
Figura 7.9.- Localización de la zona de confinamiento.....	74
Figura 7.10.- Ubicación de la viga del primer encofrado eje “2”.....	75
Figura 7.11.- Secciones necesarias para el cálculo de inercia agrietada.....	76
Figura 7.12.- Sección 01 de la viga.....	76
Figura 7.13.- Sección 02 de la viga.....	76
Figura 7.14.- Sección agrietada transformada sección 1.....	77
Figura 7.15.- Deflexiones elásticas de vigas simples.....	78
Figura 8.1.- Sección de columna (0.30mx1.30m) en el programa ETABS.....	82
Figura 8.2.- Diagrama de interacción de la columna dirección “X-X”.....	82
Figura 8.3.- Diagrama de interacción de la columna dirección “Y-Y”.....	83
Figura 8.4.- Cortante de capacidad especificada por la Norma Peruana Concreto Armado NTP E.060.....	84
Figura 8.5.- Diagrama de interacción nominal.....	84
Figura 8.6.- Diseño final de la columna del primer al último piso.....	86
Figura 9.1.- Armadura de un extremo de la placa P1.....	88
Figura 9.2.- Diseño de interacción de la placa dirección “X-X”.....	89
Figura 9.3.- Diagrama de interacción de la placa dirección “Y-Y”.....	89
Figura 9.4.- Diagrama de interacción Nominal.....	90
Figura 9.5.- Zona de compresión de la placa PL-01.....	94
Figura 10.1.- Dimensionamiento de la zapata para la columna C2 0.30x1.30.....	95
Figura 10.2.- Secciones críticas por corte por flexión.....	97
Figura 10.3.- Secciones críticas por corte por punzonamiento.....	98
Figura 10.4.- Secciones críticas por flexión.....	99
Figura 10.5.- Diseño Final de la zapata.....	100
Figura 11.1.- Envoltente de diagrama de momento flector.....	101
Figura 11.2.- Diagrama de fuerza cortante.....	102
Figura 11.3.- Diseño de la escalera de evacuación tramo 2.....	102

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.- Factores de reducción de resistencia.....	07
Tabla 1.2.- Factores de carga	08
Tabla 2.1.- Factores de carga	11
Tabla 3.1.- Modos de Vibración	17
Tabla 3.2.- Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez	18
Tabla 3.3.- Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez considerando 5% de excentricidad.....	18
Tabla 3.4.- Parámetros sismorresistentes en la dirección “X-X” y “Y-Y”	21
Tabla 3.5.- Distribución en altura de fuerza sísmica en la dirección X-X.....	22
Tabla 3.6.- Distribución en altura de fuerza sísmica en la dirección Y-Y.....	22
Tabla 3.7.- Derivas en la dirección “X-X”.....	24
Tabla 3.8.- Derivas en la dirección “Y-Y”.....	25
Tabla 3.9.- Irregularidad torsional “X-X”.....	25
Tabla 3.10.- Irregularidad de rigidez en la dirección “X-X”.....	26
Tabla 3.11.- Irregularidad de rigidez en la dirección “Y-Y”.....	26
Tabla 3.12.- Irregularidad de resistencia en la dirección “X-X”.....	27
Tabla 3.13.- Irregularidad de resistencia en la dirección “Y-Y”.....	27
Tabla 3.14.- Irregularidad de peso y masa	27
Tabla 3.15.- Distribución de cortante basal en placas y columnas	28
Tabla 3.16.- Parámetros sísmicos finales.....	28
Tabla 3.17.- Factores de escala dirección “X-X”.....	29
Tabla 3.18.- Factores de escala dirección “X-X”.....	29
Tabla 4.1.- Tabla de coeficientes	39
Tabla 4.2.- Momento flector calculado por el método de los coeficientes.....	40
Tabla 4.3.- Comparativo de los momentos flectores obtenidos	40
Tabla 4.4.- Tabla de metrado de cargas de la columna	48
Tabla 4.5.- Tabla de metrado de cargas de la placa	50
Tabla 6.1.- Tabla de acero mínimo y máximo para el aligerado según el peralte	57
Tabla 6.2.- Momentos máximos negativos	58
Tabla 6.3.- Momentos máximos positivos	58
Tabla 6.4.- Momento flector negativo	61
Tabla 6.5.- Momento flector positivo	61
Tabla 6.6.- Momento flector positivo	62
Tabla 6.7.- Momento flector positivo	62
Tabla 6.8.- Momento flector negativo entre los ejes “1-2”	64
Tabla 6.9.- Momento flector positivo entre los ejes “1-2”	65
Tabla 6.10.- Momento flector negativo entre los ejes “A-B”	66
Tabla 6.11.- Momento flector positivo entre los ejes “A-B”.....	66
Tabla 7.1.- Momento flector positivo entre los ejes “A-B”	69
Tabla 7.2.- Momentos flector máximo positivo del piso típico.....	69
Tabla 7.3.- Diseño por capacidad	73
Tabla 7.4.- Deflexión para Carga Muerta	78
Tabla 7.5.- Deflexión para Carga Viva	78
Tabla 7.6.- Deflexión máxima esperada	79
Tabla 8.1.- Reacciones en la columna C2 de sección 0.30mx1.30m.....	81
Tabla 8.2.- Combinación de cargas ultimas	81
Tabla 8.3.- Momento nominal de desarrollo	84
Tabla 9.1.- Metrado de cargas para la placa PL-01.....	87
Tabla 9.2.- Cargas últimas de diseño	87
Tabla 9.3.- Elementos de bordes	93
Tabla 10.1.-Metrado de cargas de la columna C2-0.30x1.30.....	96
Tabla 10.2.- Esfuerzo en la zapata por cada combinación	97
Tabla 10.3.-Diseño por momento flector.....	100
Tabla 11.1.-Diseño por momento flector.....	101

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETIVO

El objetivo del presente proyecto es analizar y diseñar estructuralmente en concreto armado un edificio para el uso de oficinas de 6 pisos con una azotea de áreas verdes sobre un terreno de 730.7 m² ubicado en la ciudad de Lima. Se buscará se logre una respuesta adecuada ante las solicitaciones estáticas y dinámicas, cumpliendo con las disposiciones de las Norma Técnica Peruana E.030 (Diseño Sismorresistente) y la Norma Técnica Peruana de E.060 (Concreto Armado).

1.2. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

El edificio destinado a oficinas consta de 6 niveles con un total de 18.6 m de altura, el parque de estacionamiento de los propietarios se encuentra ubicado al frente del edificio (no es parte del proyecto) y 06 estacionamientos destinados para las visitas se encuentran ubicados en el frontis de la edificación. El ingreso al edificio es mediante una rampa principal ubicada en la avenida principal.

El primer nivel cuenta con una recepción y 2 oficinas de 262 m² y de 200 m². Cada oficina cuenta con baños independientes y con 2 salas destinadas a reuniones. El piso también cuenta con un hall de ascensores, de capacidad para 12 personas cada una y una escalera en caso de emergencia que cumple con los anchos estipulados en la Norma de Arquitectura y seguridad A.130. La cisterna enterrada está ubicada en la parte posterior y cuenta con una capacidad de 16 m³, lo que cumple con la demanda diaria del proyecto.

El acceso al segundo nivel será mediante los ascensores y una escalera ubicada en la parte posterior.

Del segundo al sexto nivel también cuenta con 2 oficinas de área 262 m² cada una, además de los baños independientes. En el último nivel, se cuenta con un área de jardín para el esparcimiento de sus ocupantes. A continuación, se muestra la planta de arquitectura del primer nivel en la figura 1.1, el detalle típico de la planta de arquitectura del segundo al sexto nivel en la figura 1.2 y el detalle la arquitectura de la azotea en la figura 1.3.

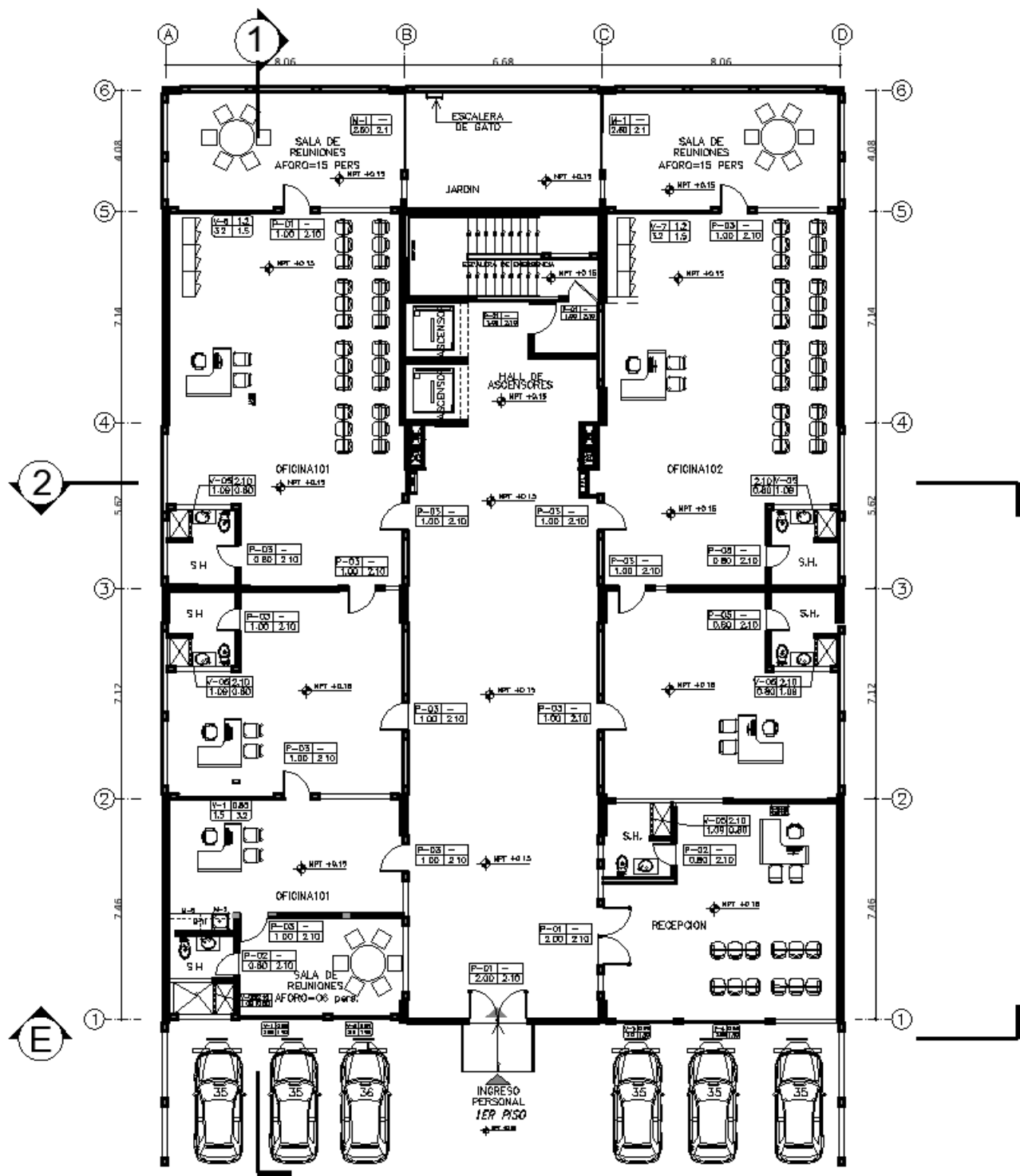


Figura 1.1.- Arquitectura primer nivel

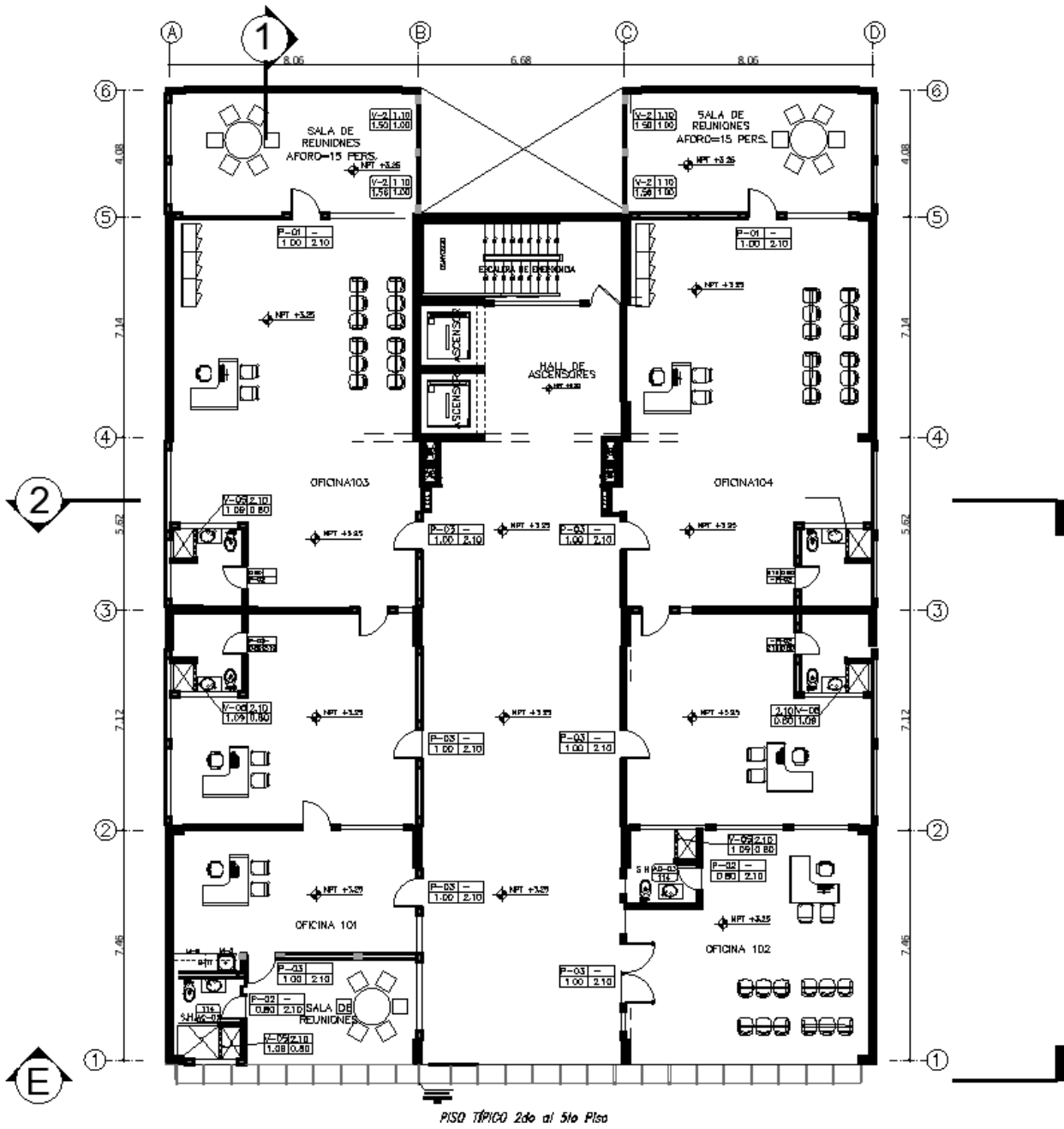


Figura 1.2.-Arquitectura típico del segundo al sexto nivel.

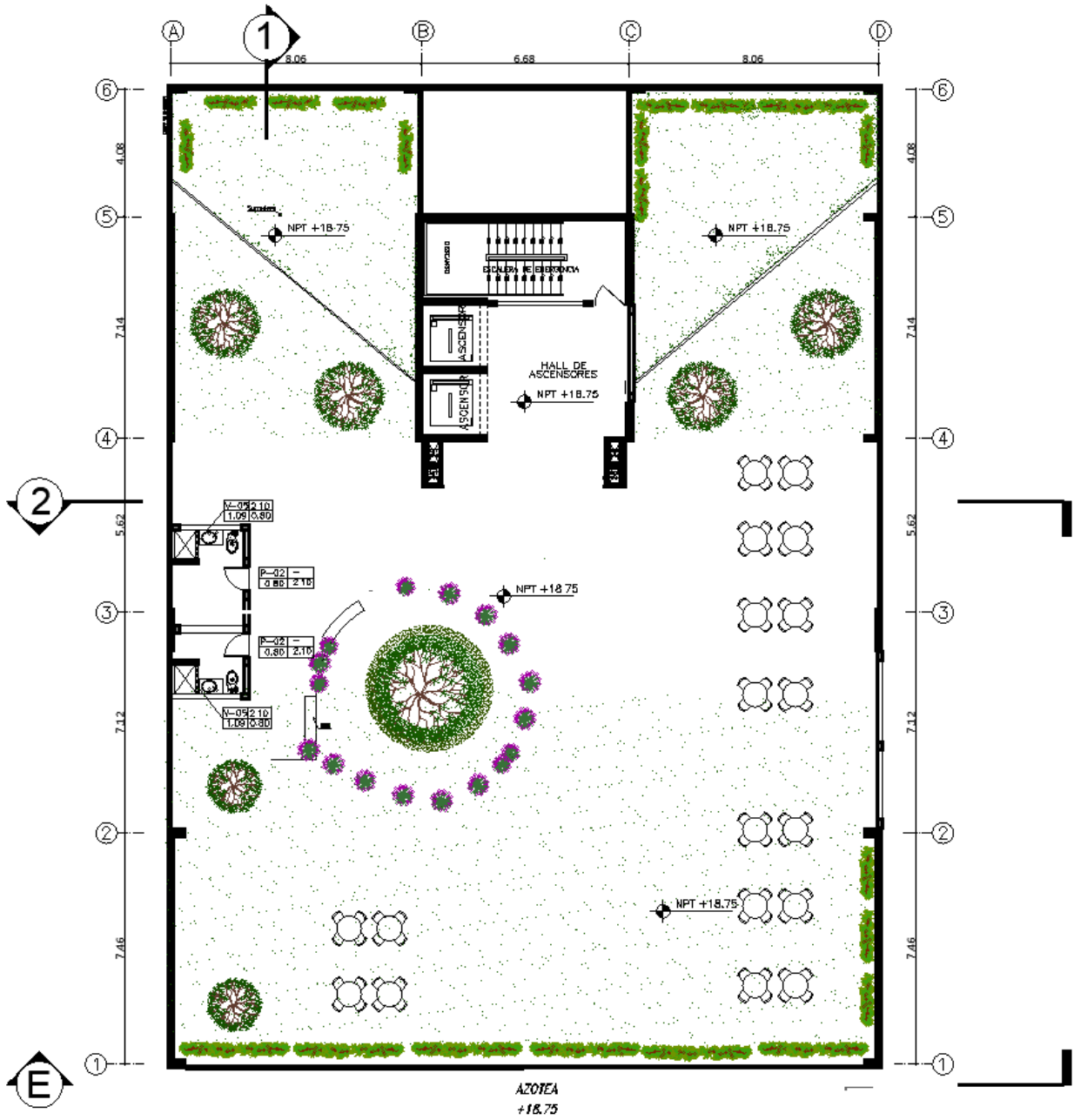


Figura 1.3.- Arquitectura del último nivel.

1.3. NORMAS UTILIZADAS

Para el diseño y análisis estructural es indispensable recurrir a las Normas de carga, sismorresistente y de concreto armado que disponen los requisitos mínimos de diseño:

1.3.1.- Norma E.020 de Cargas

La Norma Técnica Peruana E.020 provee información de los pesos muertos y vivos de diseño de acuerdo con las características propias del proyecto. Por un lado, las cargas muertas comprenden el peso propio de la estructura y otras cargas unidas a ellas, la principal característica de estas cargas es que son de magnitud constante y permanecen fijas en un mismo lugar (Mc Corman, 2013). Hay que tener presente que para la zona del jardín se ha utilizado 10 cm de espesor de tierra en su estado saturado considerando el riego para su mantenimiento.

Por otro lado, las cargas vivas son aquellas que cambian de dirección y magnitud (Mc Corman, 2013), la norma establece una sobrecarga de 250 kg/m² para las zonas de oficinas. La arquitectura presenta tabiques fijos, con ambientes amplios en las salas de reuniones manteniendo el confort de sus ocupantes.

Para la zona del jardín, la norma determina sobrecarga mínima de 100 kg/m² salvo en casos que el jardín tenga uso común o público asigna una sobrecarga de 400 kg/m².

Para el proyecto, tomando en consideración la presente normativa se le asignará una sobrecarga 250 kg/m² al igual que las oficinas.

1.3.2.- Norma E.030 de Diseño Sismorresistente

La Norma de Diseño Sismorresistente E.030 publicada en el año 2018 especifica lineamientos mínimos que se debe cumplir para obtener estructuras que tenga un comportamiento adecuado ante solicitaciones sísmicas. Esta norma presenta cambios en la verificación de irregularidades de planta y altura como es la irregularidad torsional e irregularidad de rigidez, respectivamente; que serán analizadas en el capítulo de análisis sísmico, entre otras.

1.3.3.- Norma E.060 de Concreto Armado

La metodología adoptada es el Diseño por Resistencia que consiste en que cualquier sección de los elementos estructurales la resistencia nominal, afectado por un factor de reducción, sea por lo menos iguales a las resistencias requeridas que se obtiene de amplificar las cargas de gravedad y de sismo.

$$\phi R_n \geq C_1 * S_1 + C_2 * S_2 + C_3 * S_3 + \dots + C_n * S_n$$

Donde:

ϕR_n = Resistencia de Diseño o Resistencia suministrada.

ϕ = Factor de Reducción de Resistencia, menor que la unidad.

R_n = Resistencia Nominal que corresponde a la calculada mediante un modelo mecánico del comportamiento del elemento frente a una determinada sollicitación o combinación de sollicitaciones.

$S_1, S_2, S_3 \dots S_n$ = Efecto de la carga de servicio especificada (muertas, vivas y sismo).

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

Los factores de reducción de resistencia (ϕ) afectan las resistencias nominales de las secciones de los elementos estructurales con el objetivo de cubrir las incertidumbres de la variabilidad de las resistencias de los materiales, diferencias entre las dimensiones indicadas en los planos y la construcción real, tolerancia en la colocación del acero entre otras. (Ver tabla 1.1)

Tabla 1.1-Factores de reducción de resistencia.

Sollicitación	Factores de reducción de resistencia
Flexión	0.9
Flexión y tracción +Flexión	0.9
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y torsión	Elementos con espiral 0.75
	Elementos con estribo 0.70
Aplastamiento	0.7

Los factores de carga amplifican las cargas de servicio a una condición última de baja probabilidad de ser excedida durante la vida de la estructura. (Ver tabla 1.2)

Tabla 1.2.-Factores de carga.

Cargas	Factores de Carga
Carga Muerta y Carga Viva	$1.4CM+1.7CV$
Carga de Sismo	$1.25(CM+CV)+CS$
	$1.25(CM+CV)-CS$
	$0.9CM+CS$
	$0.9CM-CS$



CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.1. ESTRUCTURACIÓN DE LA PLANTA

El proceso de estructuración consiste en definir las distribuciones tentativas de los diferentes elementos estructurales como son los muros de concreto armado, las columnas y las vigas a partir de una arquitectura planteada. La estructuración sigue los criterios de simplicidad, simetría, resistencia, ductilidad y rigidez lateral.

Para el presente proyecto se ha planteado rigidizar con muros estructurales en la dirección Y-Y los bordes de la edificación con placas de 7 m de longitud aproximadamente ubicados entre los ejes “A-B” y “D-E”. Para la zona de los ascensores y parte de las escaleras, se estructuró con muros de concreto armado.

Debido a que la planta presenta cierta excentricidad natural debido a la ubicación de la caja de ascensores y escaleras, se ha procedido a rigidizar con muros de concreto de 5 m en la dirección X-X entre los ejes 1-2 y 3-4 para evitar la irregularidad torsional extrema que es difícil de analizar para evaluar su comportamiento sísmico. Para las losas que comprende los techos se optó por aligerados unidireccionales entre los ejes 3 y 6 de las oficinas. Las losas ubicadas entre los ejes 1 y 3 se optó por losas aligeradas de dos direcciones debido a que los paños son más o menos cuadrados y de luces mayores a 6 m. Las losas que comprenden el hall de ascensores y la azotea del jardín se proyectaron con losas macizas.

Para la distribución de las columnas, se ha procedido ubicarlas simétricamente entre los ejes B y C de tal manera que formen pórticos de concreto armado y que las vigas tengan luces similares.

Para el predimensionamiento se ha seguido las recomendaciones de la Norma Peruana de Concreto Armado (NTP E.060) y los libros de consulta dependiendo del elemento estructural.

2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.2.1. Losa aligerada en una dirección

Para el predimensionamiento de las losas aligeradas se consideró el criterio estipulado en el libro del Ing. Antonio Blanco: “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” y en la Norma de Concreto Armado (NTP E.060), en los que sugiere un peralte en función a la luz para no verificar deflexiones, mediante la siguiente expresión:

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

la mayor luz es de 5.70 m por ende se empleará peralte de 0.25m. Por último, el sistema de techado se adoptará empleando la dimensión más corta.

2.2.2 Losa aligerada en dos direcciones

Para los paños que se encuentra ubicados entre los ejes “A y D” y “1 y 3” de la figura 2.2, que comprende luces similares se decidió estructurar con losas en dos direcciones y se predimensionó de 0.25m de peralte siguiendo las recomendaciones del libro del Ing. Antonio Blanco: “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” que recomienda para luces entre 6.5 m y 7.5 m se considera un aligerado de 0.25m de peralte.

2.2.3 Losas macizas

Para los paños que se encuentran ubicados entre los ejes “C y D” y “2 y 3” de la figura 2.2, el hall de ascensores y el piso de los jardines de la figura 2.3 se estructuró con losas macizas debido a la presencia de las instalaciones y tierra saturada para el césped. Para el peralte se siguió las recomendaciones del libro de Antonio Blanco de acuerdo con las siguientes condiciones:

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

Se tomó como ejemplo el siguiente paño ubicado en el último nivel (figura 2.1), la luz libre es de 7.75 y tiene un perímetro de 24.9 por ende aplicando el criterio se obtuvo losa de 0.19 m. Por ende, se decidió por losas de 0.20m.

2.2.4 Vigas

Para las vigas se ha predimensionado un peralte considerando la décima parte de la luz libre. Para la dirección “X-X” e “Y-Y” en la zona de losas aligeradas en dos direcciones presenta luces de 7.75 m, por ende, se ha considerado dimensiones de sección de viga de 0.30x0.80m, mientras que para la zona que presenta una menor área tributaria, se ha considerado secciones de viga de 0.25x0.80m.

Para la zona de los aligerados unidireccionales presenta luces de 7.75m, por ende, se ha considerado secciones de viga de 0.25x0.80m.

2.2.5 Columnas

Para las columnas se ha predimensionado considerando la carga de gravedad. Se procedió a metrar la carga de acuerdo con el área tributaria de la columna y se estimó una sección de columna de tal manera que no sobrepase el 45% de la resistencia del concreto, lo antes mencionado se puede expresar de la siguiente manera:

$$Area = \frac{P_{servicio}}{0.45 * f'c}$$

Para la carga de servicio se ha estimado una ratio de 1 tn/m² de peso en la losa considerando la carga muerta y la carga viva que es común para las edificaciones en general (Ver tabla 2.1).

Tabla 2.1.-Predimensionamiento de columnas.

Columna	Área tributaria (m ²)	Carga asumida	Numero de pisos	Carga servicio (tn)	Area de columna (cm ²)	Sección
C1	28.72	1tn/m ²	6	172.2	1822.2	0.30mx0.80m
C2	50.9	1 tn/m ²	6	305.4	3231.7	0.30mx1.30m
C3	35.0	1 tn/m ²	6	210	2222.2	0.30mx1.00m

2.2.6 Placas

El predimensionamiento de placas se ha definido de 0.25m de espesor en las dos direcciones. Para la dirección “Y-Y” se ubicaron las placas en el perímetro de la edificación entre los ejes “1-2” y “4-5” de forma simétrica. También se ubicó las placas en las cajas de ascensores y parte de las escaleras. Por último, se ubicó dos placas de forma simétrica en el eje “3” de tal manera que el centro de rigidez no se concentre en la zona de los ascensores. A continuación, se muestra la ubicación de las placas.

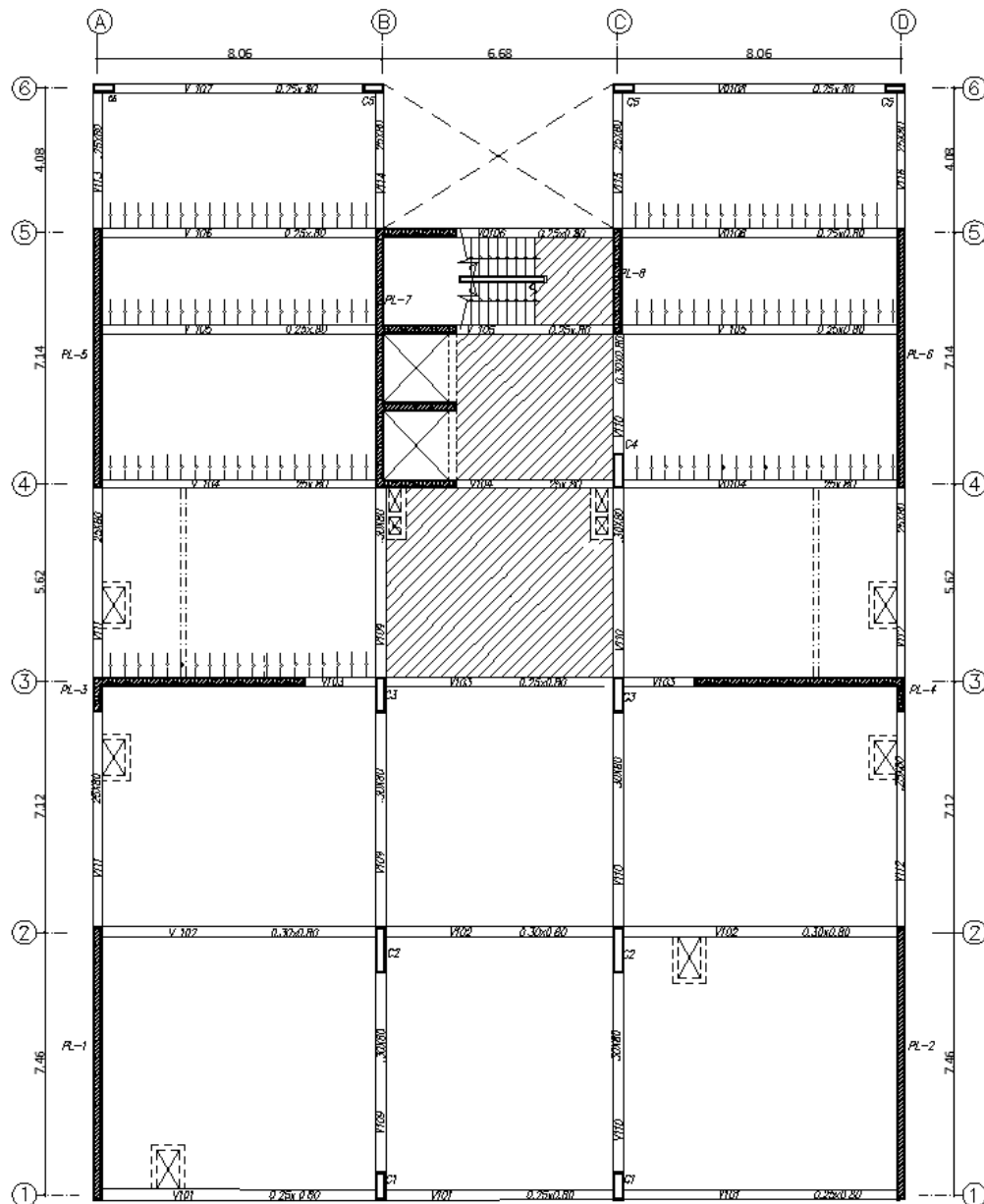
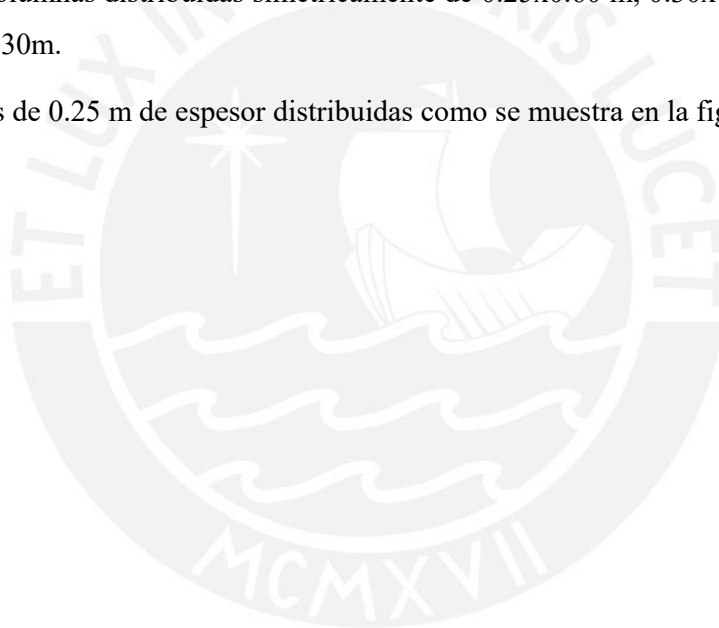


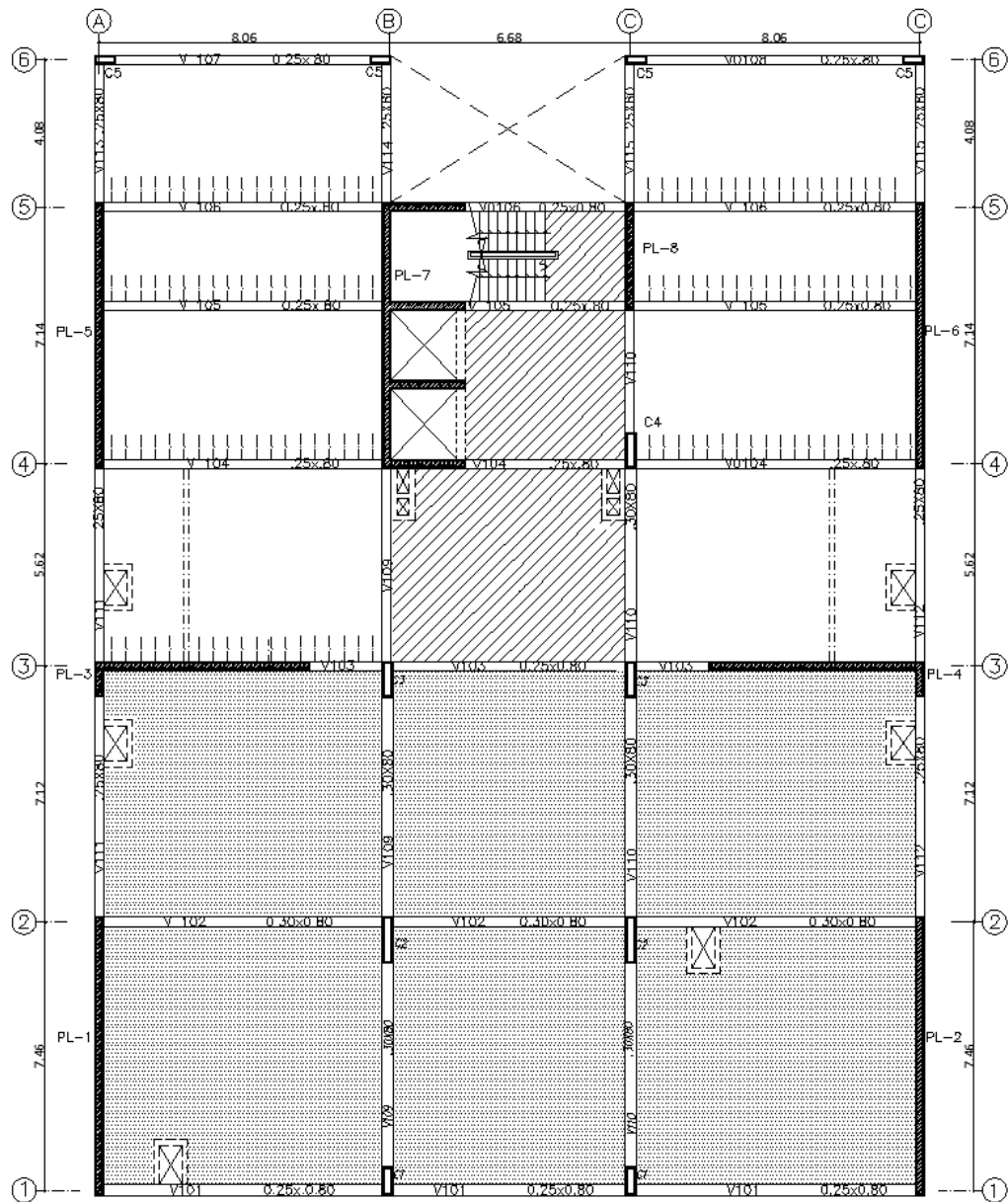
Figura 2.1.-Ubicación de las placas.

2.3. CONCEPCIÓN DE LA ESTRUCTURA FINAL

En resumen, el planteamiento estructural para el edificio de 6 pisos destinados a oficinas tiene las siguientes características:

- 1.- Las losas aligeradas armadas en una dirección de 25 cm de espesor.
- 2.- Las losas aligeradas armadas en dos direcciones de 25 cm de espesor para paños de dimensiones similares.
- 3.- Losas macizas en la zona de ducto, en las escaleras y la zona de los jardines con un peralte de 20 cm de espesor.
- 4.- Las vigas en la dirección “X-X” e “Y-Y” son de 0.25 x 0.80 m y 0.30x0.80m.
- 5.- Las columnas distribuidas simétricamente de 0.25x0.60 m, 0.30x0.80m, 0.30x1.0m y 0.30x1.30m.
- 6.- Placas de 0.25 m de espesor distribuidas como se muestra en la figura 2.1.





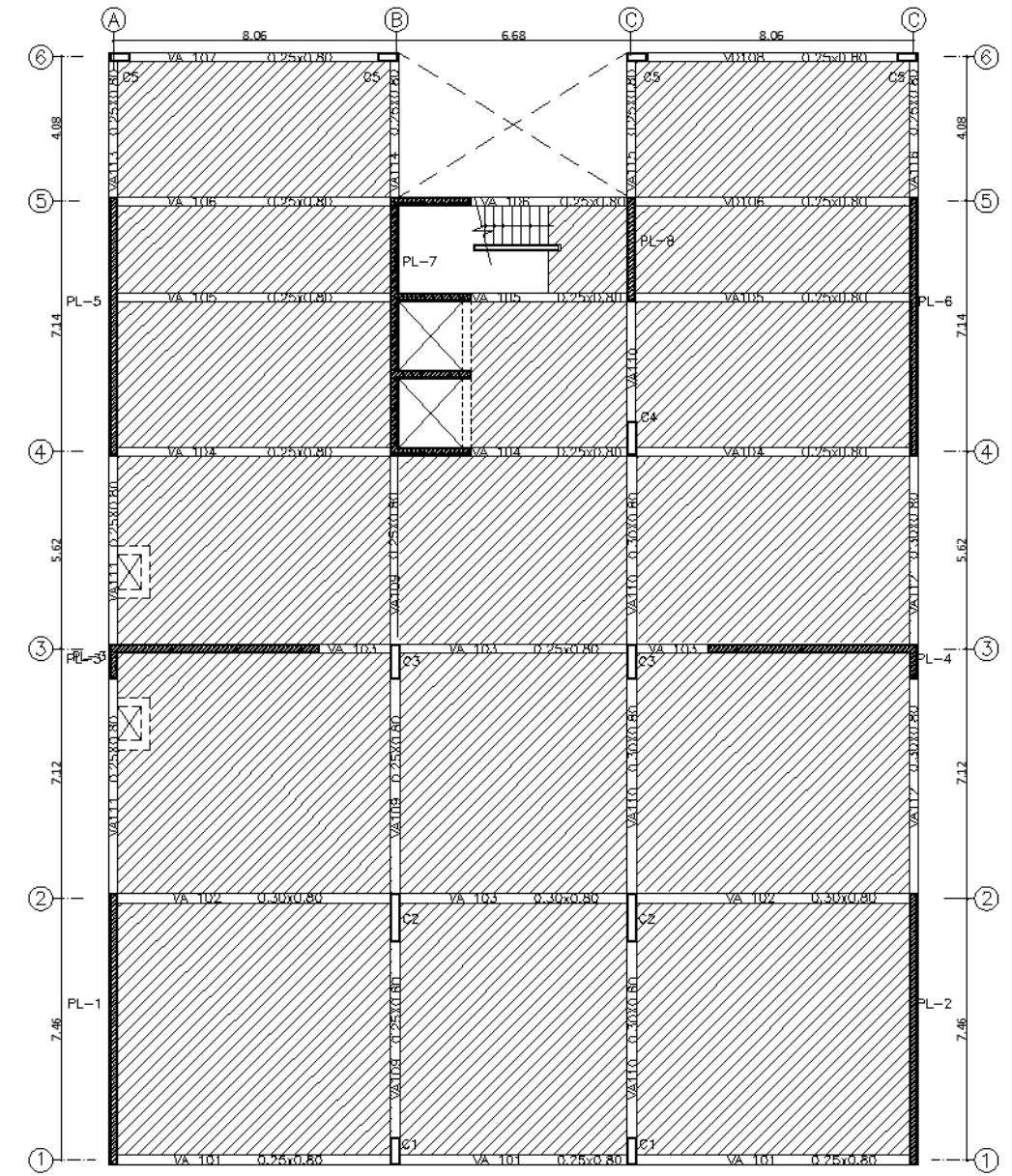
ENCOFRADO TÍPICO

S/C=250 Kg/m² (OFICINAS Y AREAS ADMINISTRATIVAS)

S/C=400 Kg/m² (HALL)

- LOSA ALIGERADA EN 1 DIRECCION h=0.25m
- ▒ LOSA ALIGERADA EN 2 DIRECCIONES h=0.25m
- ▨ LOSA MACIZA h=0.20m

Figura 2.2.-Encofrado del primer al quinto nivel.



ENCOFRADO AZOTEA +18.60m

S/C=250 Kg/m²
 LOSA MACIZA h=.20
 ESCALA 1/75

Figura 2.3.-Encofrado del sexto nivel.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

3.1. CONSIDERACIONES EN EL MODELO

Una vez definido la estructuración y el dimensionamiento de la estructura se realizó el análisis sísmico de la estructura mediante el programa Etabs V.9.7.4 en el cual se seguirá las siguientes consideraciones:

- Las columnas y vigas se modelaron como elementos “Frame”.
- Las placas se modelaron como elementos “Wall”.
- Se le asignó brazo rígido en la unión viga y la placa para representar el traslape.
- La losa dentro de su plano se consideró indeformable, por ende, se le asignó diafragma rígido en cada losa.
- Las losas se modelaron como elementos membrana para distribuir la carga muerta y la carga viva.
- Se les asignó las liberaciones de momento en los extremos de viga que no alcance su longitud de desarrollo de momento.
- Se le consideró empotrado en la base para representar la calidad del suelo.
- Se definió el caso de secuencia constructiva para que se muestre las fuerzas internas en los elementos de la estructura que toma en cuenta que el edificio ha sido cargado en diferentes etapas durante su construcción.

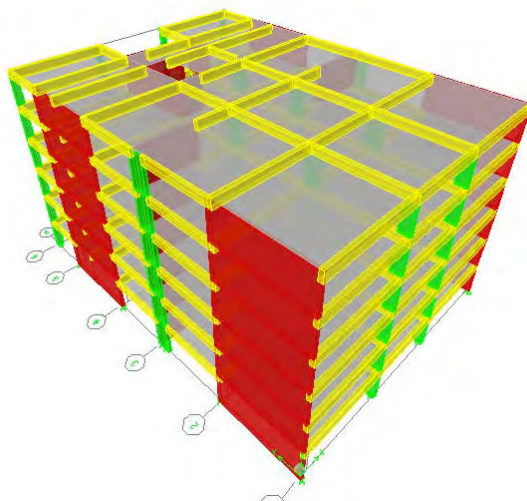


Figura 3.1.-Modelo en Etabs.

3.2. ANÁLISIS MODAL

El análisis modal consiste en determinar la forma y el período de vibración de cada modo, utilizando las masas y rigidez del edificio. Cada modo representa una tendencia de movimiento de una estructura. Esta tendencia se describe por medio de una forma y un período natural que corresponden al caso en que la estructura estuviese en vibración libre sin amortiguamiento.

En el caso de edificios se asume que la masa se encuentra concentrada en los pisos del edificio, y que estos sólo tienen tres grados de libertad dinámicos. Para el análisis modal se utilizó el método Ritz y se determinó los resultados de la tabla 3.1.

Tabla 3.1- Modos de vibración.

Modos	Periodo (s)	Masa Participativa X-X	Masa Participativa Y-Y	RZ
1	0.51	69.31%	0.05%	2.33%
2	0.37	2.43%	2.87%	67.78%
3	0.30	0.08%	68.24%	2.92%

El periodo de la estructura es de 0.51s para la dirección “X-X” y de 0.30 s para la dirección “Y-Y”. El edificio presentará tendencia a torsionarse en el modo 2 debido a que existe una participación de “RZ” de 67.78% al giro.

3.3. EXCENRICIDAD NATURAL DE LA PLANTA

Se procedió analizar el centro de masa y el centro de rigidez sin considerar la excentricidad accidental que estipula la Norma Peruana Sismorresistente para determinar la condición de excentricidad más desfavorable. A continuación, se mostrará las coordenadas de centro de masas y centro de rigidez en la tabla 3.2 respecto a los ejes coordenados que se muestre en la figura 3.2 obtenido del programa ETABS.

Esto nos permite obtener información importante para determinar la excentricidad más desfavorable para el presente proyecto es ubicar el centro de masa en la dirección “X-X” hacia la derecha y para la dirección “Y-Y” es en la parte inferior.

Tabla 3.2- Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez.

Piso	Centro de masa		Centro de Rigidez	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
PISO 6	11.4	15.5	10.9	18.3
PISO 5	11.4	15.5	10.6	17.8
PISO 4	11.4	15.5	10.5	17.9
PISO 3	11.4	15.5	10.4	18.0
PISO 2	11.4	15.5	10.3	18.1
PISO 1	11.4	15.5	10.3	18.1

Tabla 3.3- Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez considerando excentricidad accidental de 5%.

Piso	Centro de masa		Centro de Rigidez	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
Piso 06	12.5	13.9	10.9	18.3
Piso 05	12.5	13.9	10.6	17.8
Piso 04	12.5	13.9	10.5	17.9
Piso 03	12.5	13.9	10.4	18.0
Piso 02	12.5	13.9	10.3	18.1
Piso 01	12.5	13.9	10.3	18.1

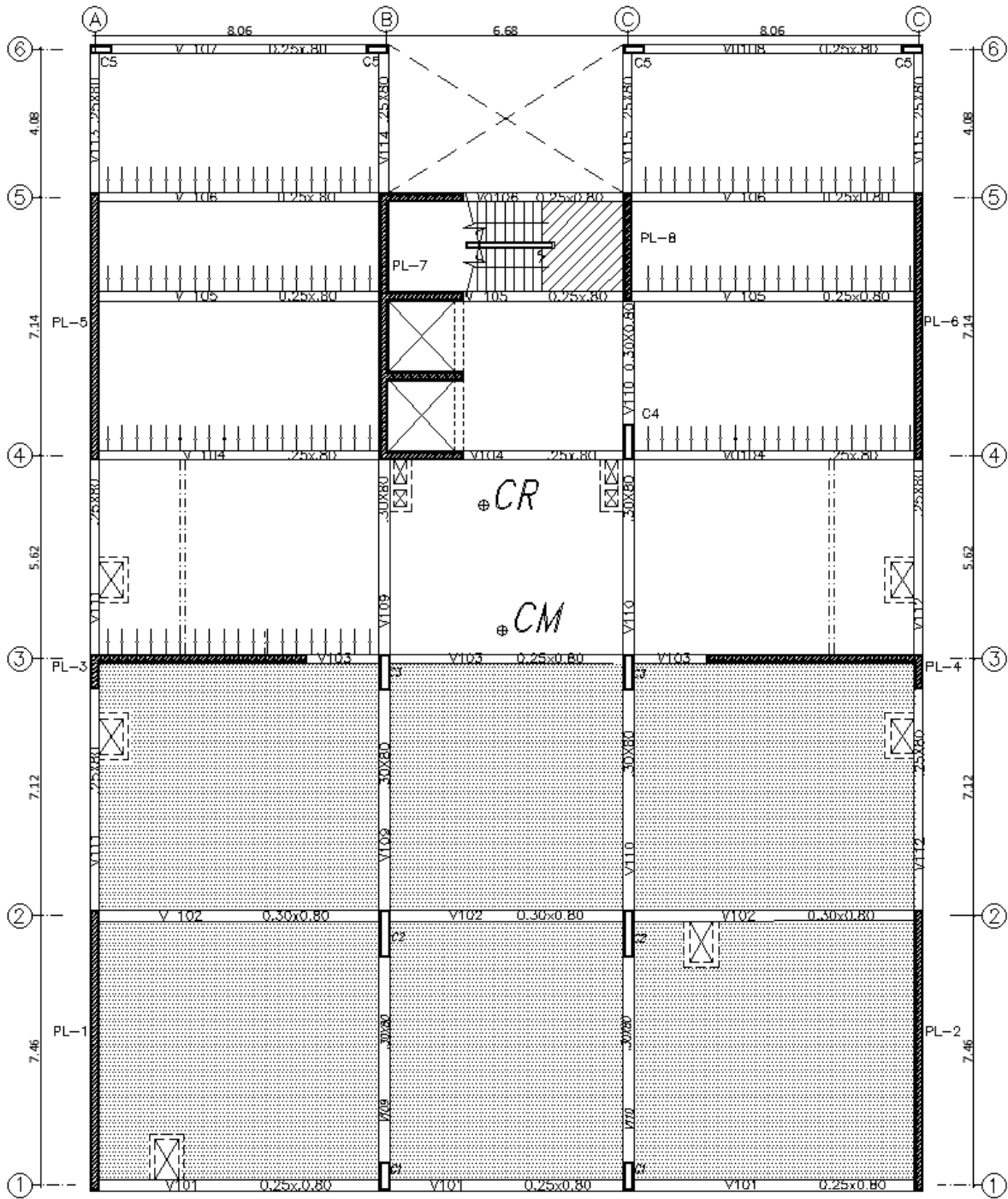


Figura 3.2.-Excentricidad natural de la planta.

3.4. ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático consiste en representar las sollicitaciones sísmicas mediante fuerzas estáticas distribuidas en cada nivel de piso.

La Norma peruana Sismorresistente establece la siguiente expresión para calcular la cortante basal estática:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \text{Peso sísmico}$$

Cada factor representa cada característica del proyecto a desarrollar, donde:

Z: Representa el peligro sísmico dividido en cuatro zonas que se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada de acuerdo con la Norma Peruana Sismorresistente E.030, para el presente proyecto se ubica en la zona 4 que corresponde factor de zona de 0.45.

U: Representa el uso de la edificación, la Norma Peruana Sismorresistente E.030 clasifica en 3 categorías. Para el presente proyecto el uso de la edificación corresponde al de oficinas categoría “C” donde se empleará un factor de uso de 1.0.

C: Factor de amplificación sísmica que depende de las características del suelo a cimentarse. En la tabla 3.3 sustenta el cálculo de este parámetro obteniendo $C_x=1.82$ y $C_y=2.5$.

S: Parámetros de sitio (S, T_P, T_L)

Se consideró el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizando los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos T_P, T_L , en el presente proyecto se utilizó el tipo de suelo S1 con $S=1.0$.

R: Factor de reducción de fuerza sísmica, para el presente proyecto se asumirá un valor de coeficiente inicial $R_0=6$ (muros estructurales). Sin embargo, en el análisis de irregularidades mostrado en el capítulo 3.6 se obtuvo $I_a=1$ y $I_p=0.75$, por lo tanto, se utilizó un $R=4.5$.

Peso sísmico: La estimación del peso se considerará el 100% de la carga viva y el 25% de la carga viva para la edificación de la categoría “C” (Oficinas).

Tabla 3.4- Parámetros sismorresistentes en la dirección “X-X” e “Y-Y”.

	X-X	Y-Y
Tp	0.4s	0.4s
T	0.51s	0.37s
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
C calculado (2.5xTp/T)	1.96	2.70
C diseño(C≤2.5)	1.96	2.50
S	1.00	1.00
la	1.00	1.00
lp	0.75	0.75
R	4.5	4.5
P (Ton)	4079	4079

Además, la distribución de fuerzas sísmicas horizontales en cada nivel se calcula a través de la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^6 P_j(h_j)^j}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, h es la altura del piso, P es el peso del piso y k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura, en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo con:

- a) Para T menos o igual a 0.5 segundos k=1.0
- b) Para T mayor que 0.5 segundos: $k=(0.75+0.5T) \leq 2.0$

Tabla 3.5- Distribución en altura de fuerza sísmica en la dirección “X-X”.

$$V = (ZUCS/R)P = 799.8 \text{ tn}$$

$$k = 1.01$$

Piso	hi (m)	Pi (tn)	P.h ^k (tn.m2)	σi	Fi (tn)
PISO 6	18.6	809.0	15269.5	0.3	265.3
PISO 5	15.5	654.0	10277.4	0.2	178.5
PISO 4	12.4	654.0	8212.7	0.2	142.7
PISO 3	9.3	654.0	6150.7	0.1	106.9
PISO 2	6.2	654.0	4092.2	0.1	71.1
PISO 1	3.1	654.0	2,039.0	0.0	35.4
			46,041.5	1.0	799.8

Tabla 3.6- Distribución en altura de fuerza sísmica en la dirección “Y-Y”.

$$(ZUCS/R)P = 1019.8 \text{ tn}$$

$$k = 1.00$$

Piso	H (m)	P (tn)	P.h ^k (tn.m2)	σi	Fi (tn)
PISO 6	18.6	809.0	15048.0	0.3	337.6
PISO 5	15.5	654.0	10137.5	0.2	227.4
PISO 4	12.4	654.0	8110.0	0.2	181.9
PISO 3	9.3	654.0	6082.5	0.1	136.4
PISO 2	6.2	654.0	4055.0	0.1	91.0
PISO 1	3.1	654.0	2027.5	0.0	45.5
			45460.5	1.0	1019.8

3.5. ANÁLISIS DINÁMICO

El Análisis Espectral de Respuesta permite calcular la respuesta máxima probable de la estructura, la sollicitación sísmica se representa por un espectro elástico, combinando las respuestas de los diferentes modos por medio de un método de combinación modal y las respuestas en las diferentes direcciones por medio de un método de superposición direccional. Para el presente proyecto se ha definido el método de combinación espectral CQC definido por la Norma peruana sismorresistente.

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro de pseudo-aceleraciones definido por la siguiente expresión (ver figura 3.3):

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

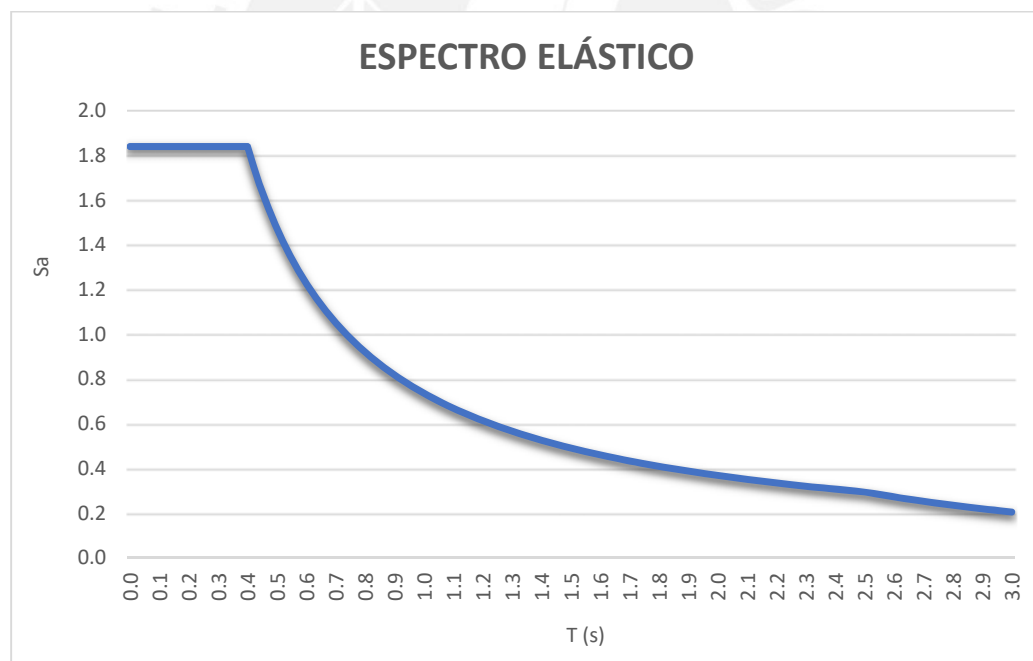


Figura 3.3.- Espectro Elástico.

3.6 REVISIÓN DE IRREGULARIDADES

La Norma Peruana Sismorresistente clasifica dos tipos de irregularidades que son en planta y en altura que serán analizadas a continuación.

3.6.1 Irregularidad en planta

3.6.1.1 Esquina entrante

La planta del proyecto presenta esta irregularidad para la dirección “X-X”, porque la longitud de la esquina entrante es de 6.68 m y supera en más de 20% la longitud total de la planta; mientras que para la dirección Y-Y no presenta esquina entrante. La Norma peruana sismorresistente estipula que tiene que existir la irregularidad en ambas direcciones. Por ende, no presenta irregularidad por esquina entrante.

3.6.1.2 Irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema

La Norma sismorresistente establece que existe irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso. Por otra parte, presenta irregularidad torsional extrema si es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio. Sin embargo, también la Norma especifica que no será necesario verificar irregularidad torsional cuando las derivas no superen la mitad de 0.007.

A continuación, se verificará las derivas del edificio e irregularidad torsional a partir de los resultados obtenidos del Etabs (tabla 3.8).

Tabla 3.7- Derivas en la dirección “X-X”.

Piso	Solicitud	Deriva elástica	Deriva plástica	RESULTADO
Piso 6	SISXX	0.001611	0.0062	OK
Piso 5	SISXX	0.001516	0.0058	OK
Piso 4	SISXX	0.001471	0.0056	OK
Piso 3	SISXX	0.001311	0.0050	OK
Piso 2	SISXX	0.001003	0.0038	OK
Piso 1	SISXX	0.000497	0.0019	OK

Tabla 3.8- Derivas en la dirección “Y-Y”.

PISO	Solicitud	Deriva elástica	Deriva plástica	RESULTADO
Piso 6	SISYY	0.00070	0.0027	OK
Piso 5	SISYY	0.00067	0.0026	OK
Piso 4	SISYY	0.000641	0.0025	OK
Piso 3	SISYY	0.000564	0.0022	OK
Piso 2	SISYY	0.000428	0.0016	OK
Piso 1	SISYY	0.000219	0.0008	OK

Las derivas obtenidas son menores que lo estipulado por la Norma Peruana de Sismorresistente de 7 ‰.

Tabla 3.9- Irregularidad torsional “X-X”.

NIVEL	Δ MAXIMO EXTREMO	Δ RELATIVO PROMEDIO	RELACION (Δ MAX. EXT./Δ RELA PROM)	Δ ENTREPISO	0.5 Δ PERMISIBLE	VERIFICACION
PISO 6	0.00161	0.00113	1.42	0.0062	0.0035	IRREGULAR
PISO 5	0.00152	0.00110	1.38	0.0064	0.0035	IRREGULAR
PISO 4	0.00147	0.00110	1.34	0.0063	0.0035	IRREGULAR
PISO 3	0.00131	0.00100	1.31	0.0056	0.0035	IRREGULAR
PISO 2	0.00100	0.00074	1.35	0.0043	0.0035	IRREGULAR
PISO 1	0.00050	0.00039	1.28	0.0020	0.0035	OK

Los coeficientes obtenidos son menores que 1.5 pero mayores a 1.3, por ende, se concluye que existe irregularidad torsional.

3.6.1.3 Discontinuidad del diafragma

La estructura presenta irregularidad de discontinuidad del diafragma cuando presenta discontinuidades abruptas o variaciones importante de rigidez, esto implica aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También la norma establece que existe esta irregularidad cuando se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área resistente menor que el 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

La planta del proyecto es continua desde el primer hasta el último nivel, por lo tanto, no presenta esta irregularidad.

3.6.1.4 Sistema no paralelos

Se considera que existe esta irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerza laterales no son paralelos. Para el presente proyecto la planta no presenta esta irregularidad.

3.4.2 Irregularidad en altura

3.4.2.1 Irregularidad de rigidez e irregularidad extrema de rigidez

La norma establece irregularidad de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o es menor que el 80% de la rigidez promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Por otro lado, existe irregularidad extrema de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superior adyacente.

Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón de la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos calculados para la misma condición de carga. En las tablas 3.9 y 3.10 se puede concluir que la planta no presenta esta irregularidad.

Tabla 3.10- Irregularidad de rigidez en la dirección “X-X”.

Nivel	Rigidez Lateral (tn/m)	Respecto al nivel superior	Respecto a los 3 niveles superiores
6	12,539.0	-	-
5	20,411.6	1.6	-
4	26,209.7	1.3	-
3	33,935.5	1.3	1.7
2	49,236.0	1.5	1.8
1	102,376.9	2.1	2.8

Tabla 3.11- Irregularidad de rigidez en la dirección “Y-Y”.

Nivel	Rigidez Lateral (tn/m)	Respecto al nivel superior	Respecto a los 3 niveles superiores
6	34,647.6	-	-
5	56,250.0	1.6	-
4	74,064.5	1.3	-
3	97,507.3	1.3	1.8
2	145,564.5	1.5	1.9
1	300,806.5	2.1	2.8

3.4.2.2 Irregularidad de Resistencia e irregularidad extrema de resistencia

Existe irregularidad de resistencia cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia de entrepiso inmediato superior.

Por otro lado, existe irregularidad extrema de resistencia cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia de entrepiso inmediato superior.

Tabla 3.12- Irregularidad de resistencia en la dirección “X-X”.

Nivel	Fuerza cortante (tn)	Respecto al nivel superior
6	241	
5	367	1.5
4	455	1.2
3	526	1.2
2	580	1.1
1	603	1.0

Tabla 3.13- Irregularidad de resistencia en la dirección “Y-Y”.

Nivel	Fuerza cortante (tn)	Respecto al nivel superior
6	290	
5	450	1.6
4	574	1.3
3	665	1.2
2	722	1.1
1	746	1.0

3.4.2.3 Irregularidad de peso y masa

La norma establece irregularidad de peso o masa, cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el piso el peso del edificio adyacente.

Tabla 3.14- Irregularidad de peso y masa.

Nivel	Area (m2)	Peso (tonf)	tonf/m2
Piso 6	703	1.15	809
Piso 5	703	0.92	654
Piso 4	703	0.92	654
Piso 3	703	0.92	654
Piso 2	703	0.92	654
Piso 1	703	0.92	654
		Total	4079

3.4.2.4 Irregularidad de geometría vertical

La norma establece irregularidad de geometría vertical cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. El proyecto presenta una planta uniforme sin cambiar las dimensiones.

3.4.2.5 Irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes

La norma establece irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes cuando más del 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical debido a un cambio de orientación, como por ejemplo el desplazamiento de un eje mayor a 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Una vez realizado el análisis de las irregularidades, se procederá a verificar que por lo menos el 80% de la cortante basal es tomado por las placas (Tabla 3.7).

Tabla 3.15- Distribución de cortante basal en placas y columnas.

Elemento	Sismo X-X	Sismo Y-Y
Placas	593.0 tn	740.3 tn
Columnas	10.0 tn	5.7 tn
Total	603.0 tn	746.0 tn

Tabla 3.16- Parámetros sísmicos finales.

	X-X	Y-Y
Tp	0.4s	0.4s
T	0.51 s	
Z	0.45	0.45
U	1.0	1.0
C calculado (2.5xTp/T)	1.96	2.7
C diseño (C ≤ 2.5)	1.96	2.5
S	1	1
Ro	6	6
Ip	0.75	0.75
Ia	1	1
R	4.5	4.5
Cortante Basal Est (tn)	800	1020
Cortante Dina (tn)	603	746
P (tn)	4078	4078

3.7. FUERZA CORTANTE MÍNIMA

Según la Norma sismorresistente, la fuerza cortante en el primer entrepiso no puede ser menor que el 80% del cortante calculado para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Tabla 3.17- Factores de escala dirección “X-X”.

Dirección X-X	
V _{xdin}	603 tn
V _{x est}	800 tn
90% V _{x est}	720 tn
Factor	1.19

Tabla 3.18- Factores de escala dirección “Y-Y”.

Dirección Y-Y	
V _{ydin}	746 tn
V _{y est}	1020 tn
90% V _{y est}	918 tn
Factor	1.23

3.8 JUNTA SÍSMICA

Toda edificación necesita estar separada de otras edificaciones que están adyacentes, debido a que se puede producir el fenómeno de golpeteo y martilleo. En caso la edificación vecina haya dejado junta sísmica, como se asume en este caso, dicha distancia debe ser mayor a 2/3 del desplazamiento máximo del edificio según el análisis dinámico realizado, y mayor a s/2 definido a partir de la siguiente expresión:

$$s = 0.006 * h$$

Donde “h” representa la altura de la edificación a partir del piso. A continuación, se realizará los cálculos para definir la junta sísmica en el proyecto:

Primer requerimiento:

$$s = \frac{2}{3} * 0.85 * R * 2.02 \text{ cm} = 5 \text{ cm}$$

Segundo requerimiento:

$$\frac{s}{2} = \frac{0.006 * 18.6 \text{ m}}{2} = 5.6 \text{ cm}$$

Se concluye que el proyecto requiere 6 cm de junta sísmica hacia el lado derecho del terreno.

CAPÍTULO 4: METRADO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS DE GRAVEDAD

4.1. LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCIÓN

4.1.1 Metrado de cargas

Las losas aligeradas conforman los techos del edificio que trabajan por cargas de gravedad, el metrado de cargas está conformado por la carga muerta y la carga viva. Por un lado, la carga muerta conforma el peso propio, el piso terminado y la carga puntual debido al peso de los tabiques. Por otro lado, las cargas vivas están relacionadas con el uso que está destinado la edificación, para el presente proyecto de oficinas se usará una sobrecarga de 250 kg/m². Para el metrado de ambos casos de carga se tomará un ancho tributario de 0.40 m. Para la presente memoria se realizará el metrado de la vigueta ubicada entre los ejes “3” y “6” y “A” y “B” de la figura 4.1.

Carga Muerta

Para el metrado de carga muerta se consideró el peso propio del aligerado, el piso terminado y la carga puntual del tabique. Para el caso de la vigueta se consideró un ancho tributario de 0.40 m.

Peso propio= 350 kg/m² x0.40 m =140 kg/m.

Piso terminado= 100 kg/m² x0.40 m = 40 kg/m.

De acuerdo a la figura 4.1, se observa en el paño ubicado entre los ejes “3-4” un muro de tabique de baños que será calculado a continuación:

Peso puntual del tabique= 1800 kg/m³ x 0.40 m x 0.15 m x 2.85 m=307 kg.

Carga Viva

Para el metrado de carga viva se ha considerado el uso del edificio que corresponde una carga de 250 kg/m² para oficinas.

Carga viva = 250x0.40 =100 kg/m.

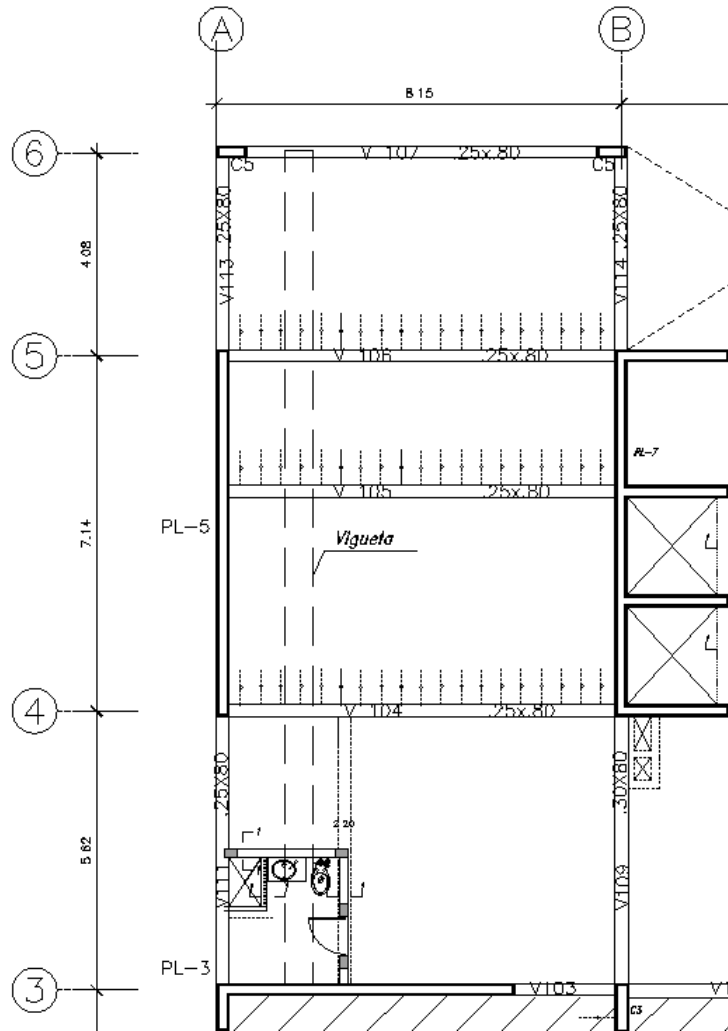


Figura 4.1.-Ubicación de la vigueta unidireccional ubicada entre los ejes “3” y “6” y “A” y “B”.

4.1.2 MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural de las viguetas consta de elementos “frame”, este análisis consideró un empotramiento en los bordes continuos con losas aligeradas en dos direcciones, una articulación en los bordes discontinuos y simplemente apoyado sobre viga. Para el análisis estructural se le asignará el metrado de cargas muerta y viva, también se considerará alternancia de carga viva para determinar los máximos momentos flectores positivo y negativo. (Figura 4.2 a 4.10).

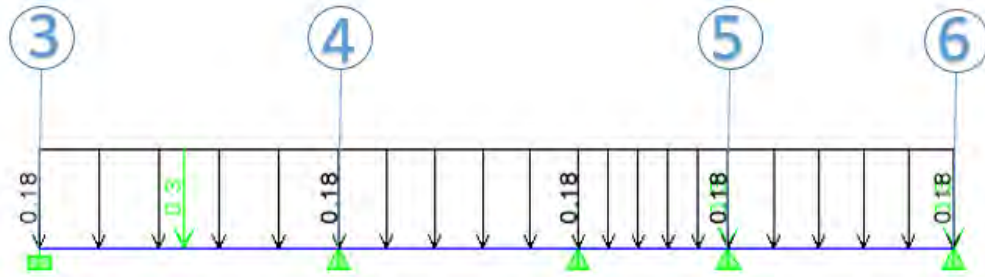


Figura 4.2.-Asignación de carga muerta.

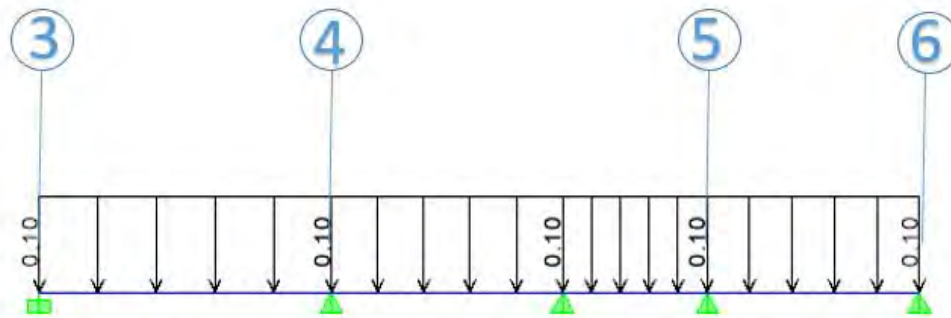


Figura 4.3.- Asignación de carga viva en todos los tramos.

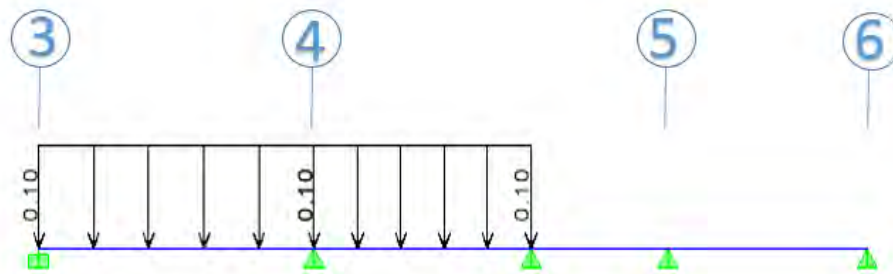


Figura 4.4.-Alternancia de carga viva para máximo momento negativo segundo apoyo.

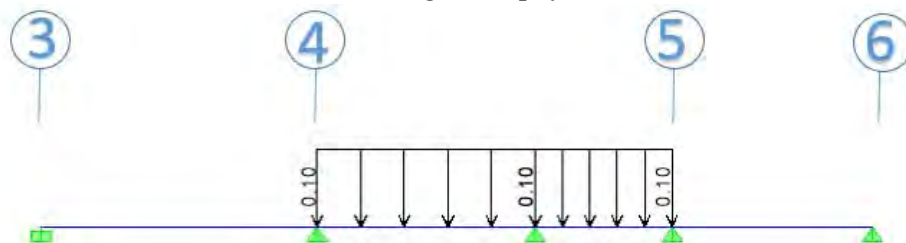


Figura 4.5.-Alternancia de carga viva para máximo momento negativo tercer apoyo.

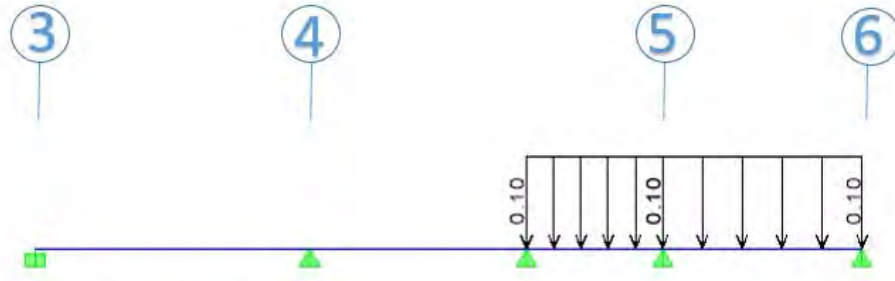


Figura 4.6.-Alternancia de carga viva para máximo momento negativo cuarto apoyo.

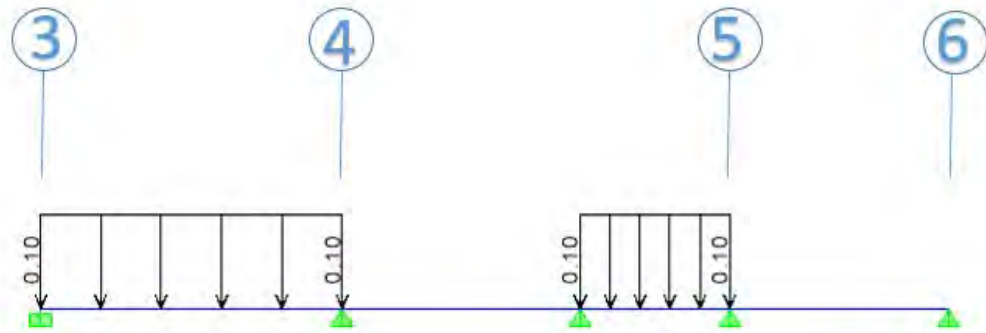


Figura 4.7.- Alternancia de carga viva para máximo momento positivo primer y tercer tramo.

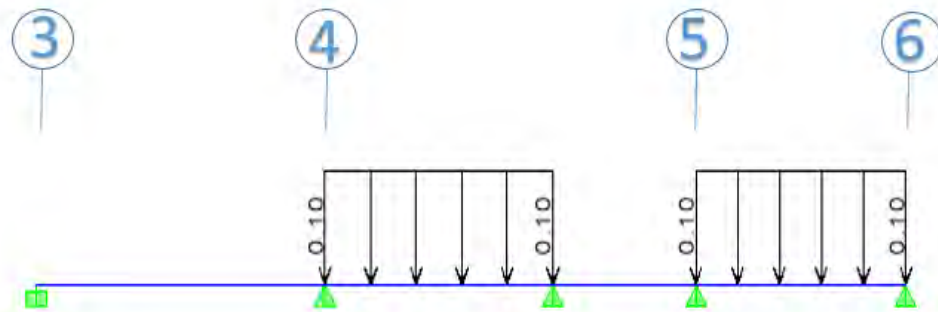


Figura 4.8.- Alternancia de carga viva para máximo momento positivo segundo y cuarto tramo.

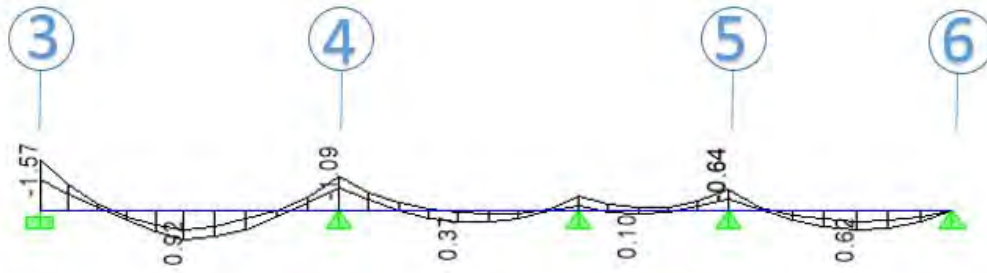


Figura 4.9.- Envolvente de diagrama de momento flector (tnxm).

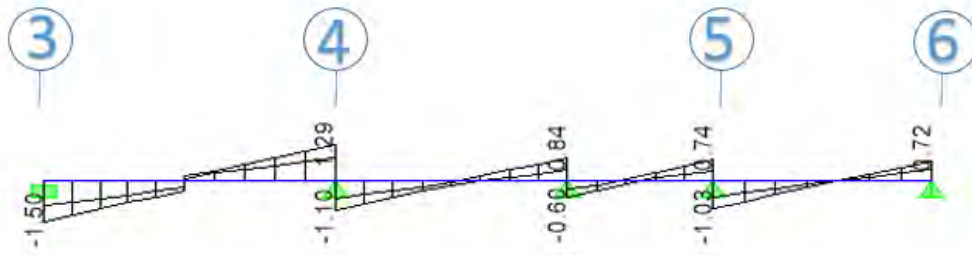


Figura 4.10.- Envolvente de diagrama de fuerza cortante (tn).

4.2. LOSA ALIGERADA EN DOS DIRECCIONES

4.2.1 Metrado de cargas

Para el metrado de cargas se considerará una sección típica de dimensiones de 0.40mx0.40m (Figura 4.12) para estimar las cargas de la losa aligerada de dos direcciones que se encuentra entre los ejes “A-D” y “1-3” de la figura 4.11.

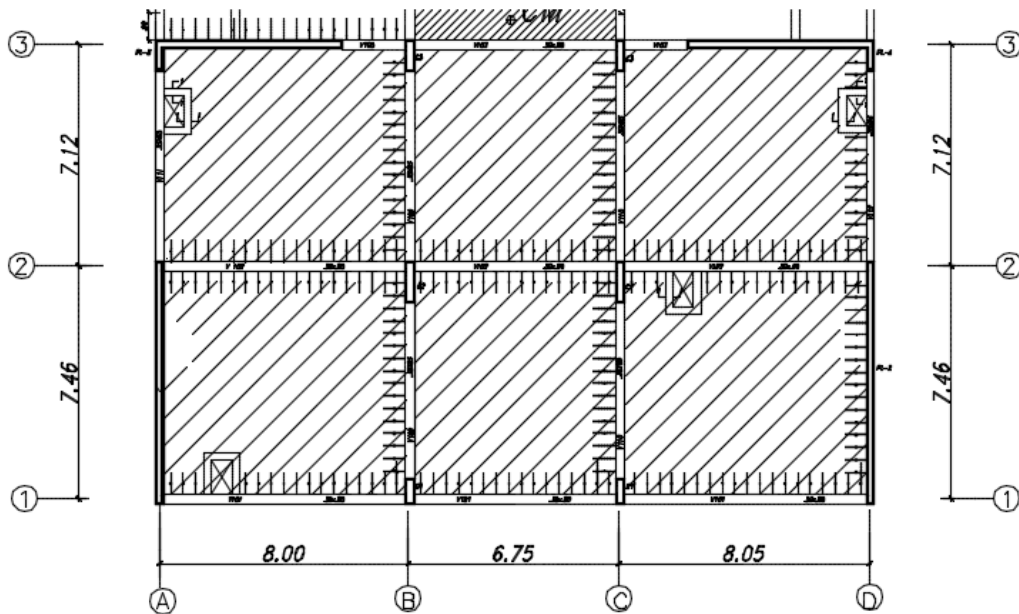


Figura 4.11.- Paño de losa aligerada de dos direcciones.

Carga Muerta

Se procedió en calcular los pesos del concreto y del ladrillo de la figura 4.12 que corresponde a 0.16 m² de área de losa aligerada de dos direcciones. Luego, se calculó el peso de concreto y ladrillo por 1 m² de losa aligerada de dos direcciones.

Concreto= $2400\text{kg/m}^3 \times (0.40\text{m} \times 0.40\text{m} \times 0.05\text{m} + 0.10\text{m} \times 0.20\text{m} \times 0.40\text{m} + 0.10\text{m} \times 0.20\text{m} \times 0.30\text{m}) = 52.8 \text{ kg}$.

Ladrillo= 10 kg

Peso propio de la vigueta $62.8 \text{ kg} / 0.16 \text{ m}^2 = 392.5 \text{ kg/m}^2$

Piso terminado= 100 kg/m^2

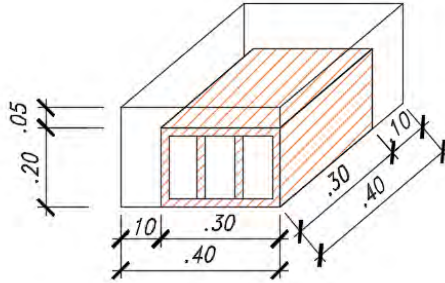


Figura 4.12.- Sección de 0.4mx 0.40m para metrado de losa.

Carga Viva

Para el metrado de carga viva se ha considerado el uso del edificio que corresponde una carga de 250 kg/m² para oficinas.

Sobrecarga= 250 kg/m²

Carga última

Se calculó para 1m de ancho tributario el metrado de cargas últimas:

$$W_u = 1.4(492.5 \text{ kg/m}^2) + 1.7(250 \text{ kg/m}^2) = 1114.5 \text{ kg/m}^2.$$

4.2.2 MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural para la vigueta de dos direcciones ubicado entre los ejes “1-3” y “A-D” consta de elementos “Shell”.

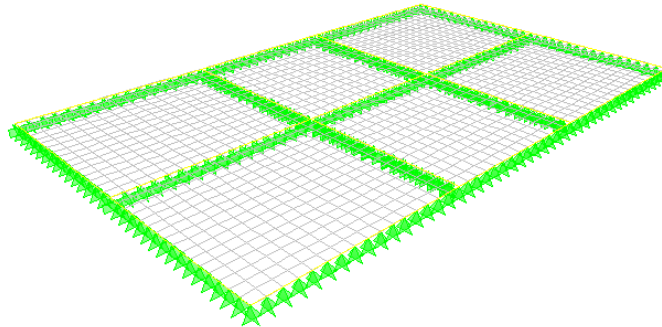


Figura 4.13.- Modelo de elementos finitos de losas aligeradas de dos direcciones.

A continuación, se presenta los diagramas de momento flector y fuerza cortante, se puede observar que en la dirección más corta presenta mayor sollicitación de momento flector.

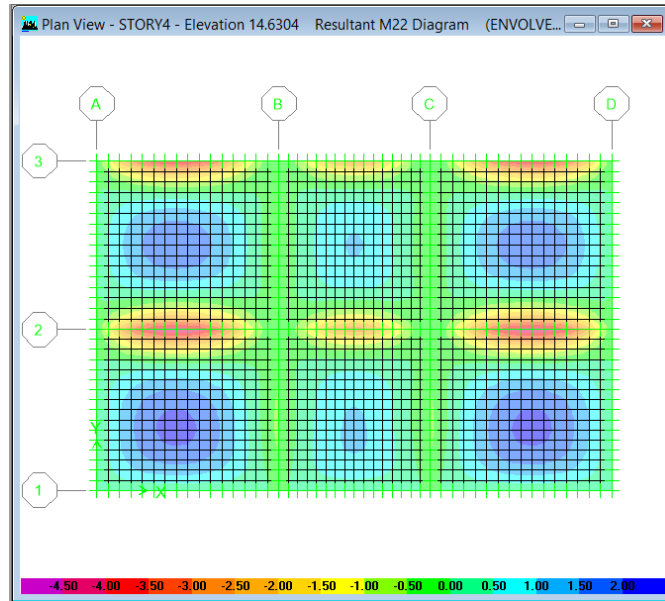


Figura 4.14.- Diagrama de Momento flector(t_{nxm}) para la dirección “Y-Y”.

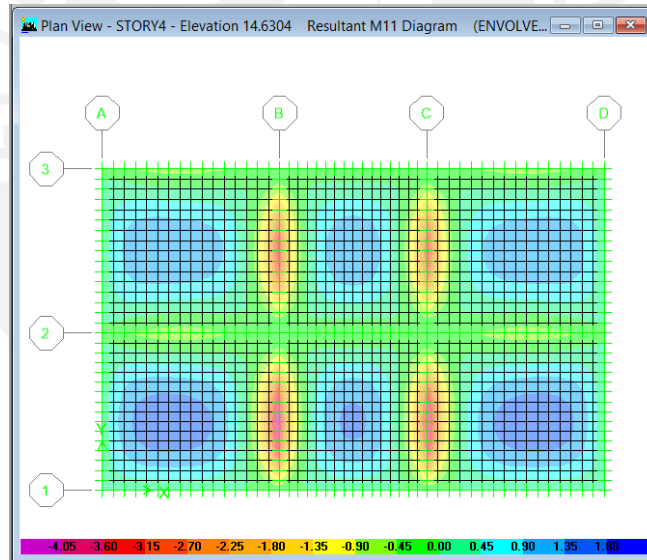


Figura 4.15.- Diagrama de Momento flector (t_{nxm}) para la dirección “X-X”.

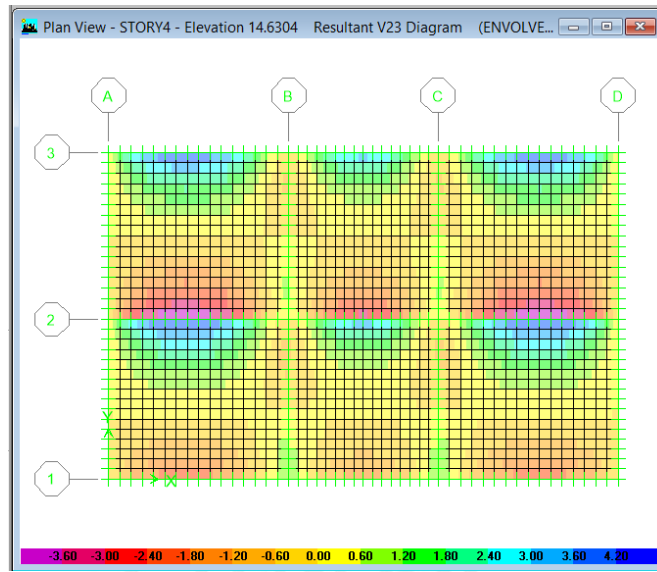


Figura 4.16.- Diagrama de fuerza cortante (tn) para la dirección “Y-Y”.

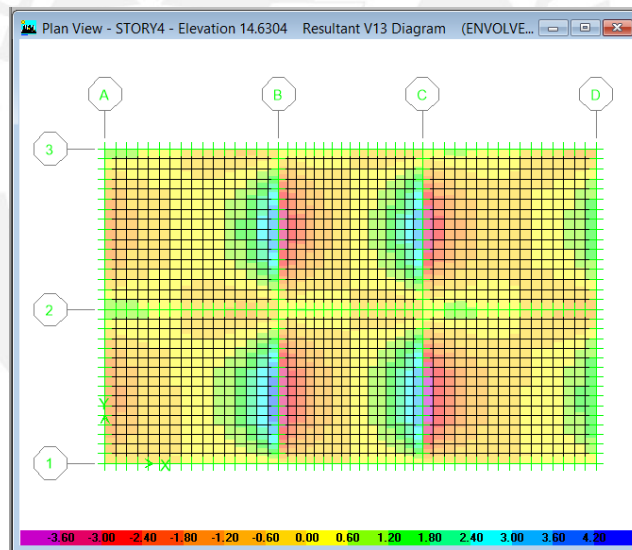


Figura 4.17.- Diagrama de Fuerza cortante (tn) para la dirección “Y-Y”.

4.2.3 Método directo de la Norma de Concreto Armado (NTP E.060)

La Norma Peruana de Concreto Armado E.060 establece coeficientes para calcular los momentos flectores de acuerdo con las condiciones de borde en el paño. Para el presente ejemplo se analizó el paño comprendido entre los ejes “2-3” y “B-C” se ha tomado como empotrado en los bordes debido a la continuidad que presenta en los cuatro bordes del paño.

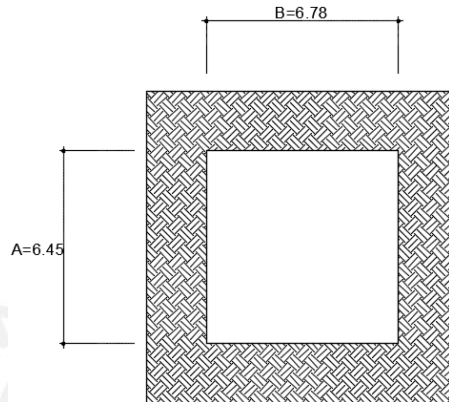


Figura 4.18.- Paño de losa en análisis.

La relación de lados del paño es $A/B = 6.45/6.78 = 0.95$ y corresponde a los coeficientes correspondientes para el caso de condición de borde empotrado en sus cuatro bordes.

Tabla 4.1- Tabla de coeficientes.

Coeficientes	M-	M+ (CM)	M+ (CV)
Ca=	0.050	0.020	0.027
Cb=	0.041	0.016	0.027

El momento flector, según sea el caso para momento negativo, momento positivo por carga muerta y por carga viva, queda definido por la siguiente expresión:

$$M_a = C_a * W_u * A^2$$

$$M_b = C_b * W_u * B^2$$

Tabla 4.2.- Momento flector calculado por el método de los coeficientes.

	M (-) Carga última	M(+) Carga muerta	M(+) Carga Viva
Wu	1.1 tn/m	0.70 tn/m	0.40 tn/m
Ma	2.29 tnxm	0.58 tnxm	0.45 tnxm
Mb	2.07 tnxm	0.51 tnxm	0.49 tnxm

Los momentos flectores positivos y negativos calculados de acuerdo a las tablas proporcionada por la norma son para 1m lineal de análisis, por ello se debe multiplicar por 0.40 m debido al ancho tributario de la vigueta de dos direcciones.

En la tabla 4.3, se muestra el comparativo de los momentos calculados utilizando las tablas de la norma y el modelo de elementos Shell. Se concluye que los resultados son muy similares.

Tabla 4.3.- Comparativo de los momentos flectores obtenidos.

		Tablas de la norma		Modelo elementos shell	
		M(-)	M(+)	M(-)	M(+)
L=6.45 m	Ma	0.92 tnxm	0.41 tnxm	0.96 tnxm	0.42 tnxm
L=6.78 m	Mb	0.83 tnxm	0.40 tnxm	0.90 tnxm	0.38 tnxm

4.3. LOSA MACIZA

4.3.1 Metrado de cargas

Se ha procedido a metrado las cargas actuantes para la losa correspondiente al último nivel del edificio

Carga Muerta

$$\text{Concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tierra saturada} = 1800 \times 0.10 = 180 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva

Para la carga viva se ha considerado 250 kg/m^2

4.3.2 Modelo estructural

El modelo estructural para la losa consta de elementos “Shell” con condición de borde empotrado en sus cuatro bordes debido al principio de continuidad.

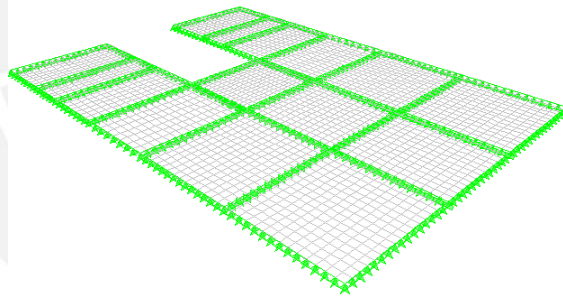


Figura 4.19.- Modelo losa de azotea.

A continuación, se presenta los diagramas de momento flector y fuerza cortante con amplificación de las carga muerta y carga viva ($1.4CM+1.7CV$), se puede observar que en la dirección más corta presenta mayor sollicitación de momento flector.

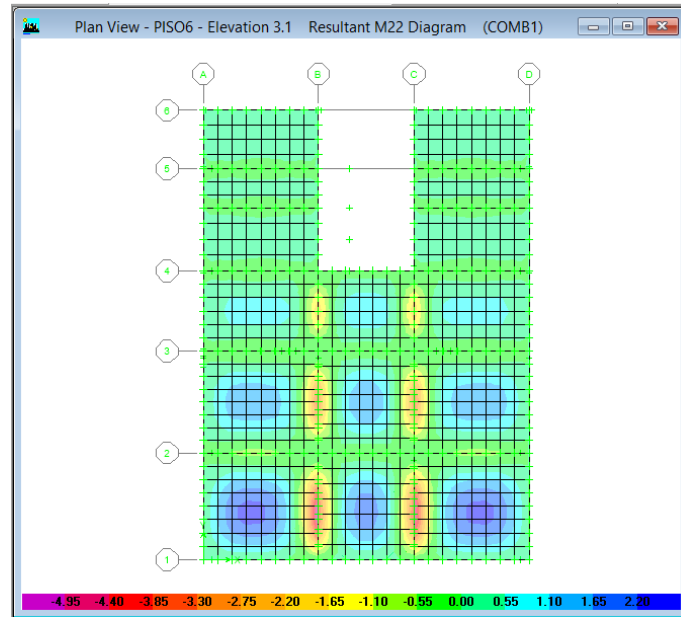


Figura 4.20.-Momento flector (M11) de losa en análisis.

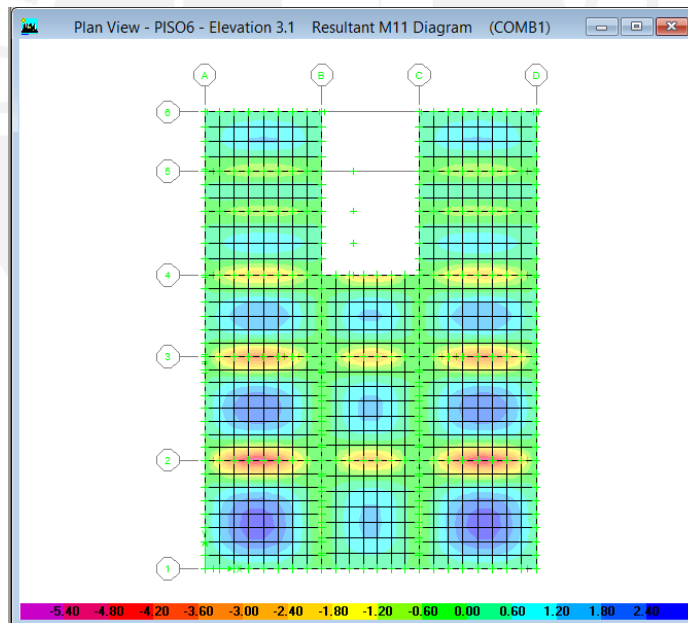


Figura 4.21.- Momento flector (M22) de losa en análisis.

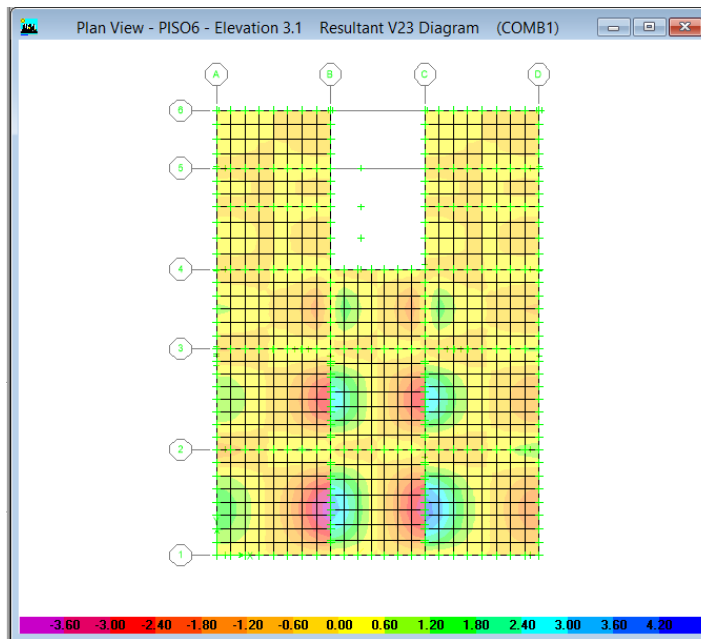


Figura 4.22.- Fuerza cortante de losa en análisis dirección “X-X”.

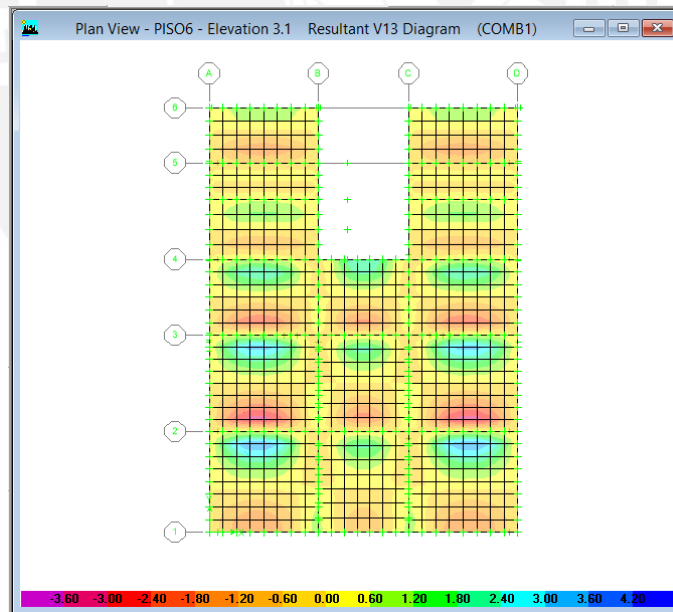


Figura 4.23.- Fuerza cortante de losa en análisis dirección “Y-Y”.

4.4. VIGAS

4.4.1 Metrado de cargas

Para el metrado de cargas de las vigas del segundo piso ubicado en el eje “B” (figura 4.23) se ha considerado el peso propio de la viga, el de las viguetas de dos direcciones, el de la losa maciza y el piso terminado. El área tributaria de la viga se ha determinado con el método del sobre.

Carga Muerta

Peso propio= $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 0.80 \text{ m} = 576 \text{ kg/m}$.

Peso del aligerado de dos direcciones

Primer y tercer tramo de viga= $2 \times 392.5 \times 3.57 = 2802.5 \text{ kg/m}$.

Segundo tramo de viga = $2 \times 392.5 \times 3.23 = 2535.6 \text{ kg/m}$.

Piso terminado

Primer y tercer tramo de viga= $2 \times 100 \times 3.57 = 714 \text{ kg/m}$.

Segundo tramo de viga = $2 \times 100 \times 3.23 = 646 \text{ kg/m}$.

Peso del tabique= $1800 \times 0.15 \times 2.8 = 756 \text{ kg/m}$

Carga Viva

Primer y tercer tramo de viga= $2 \times 250 \times 3.57 = 1785 \text{ kg/m}$.

Segundo tramo de viga = $2 \times 250 \times 3.23 = 1615 \text{ kg/m}$.

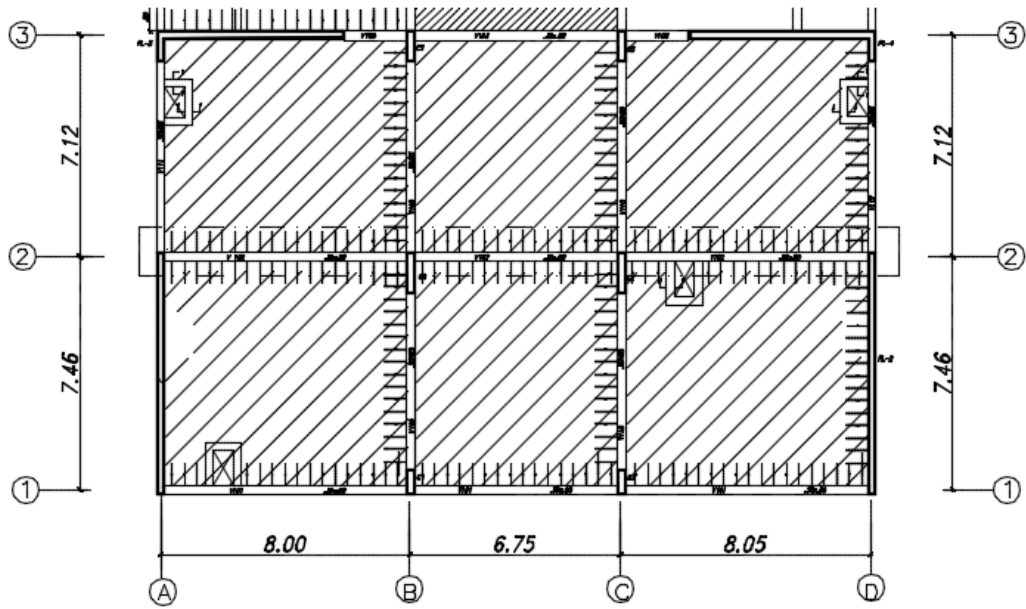


Figura 4.24.- Viga sísmica en análisis (eje 02).

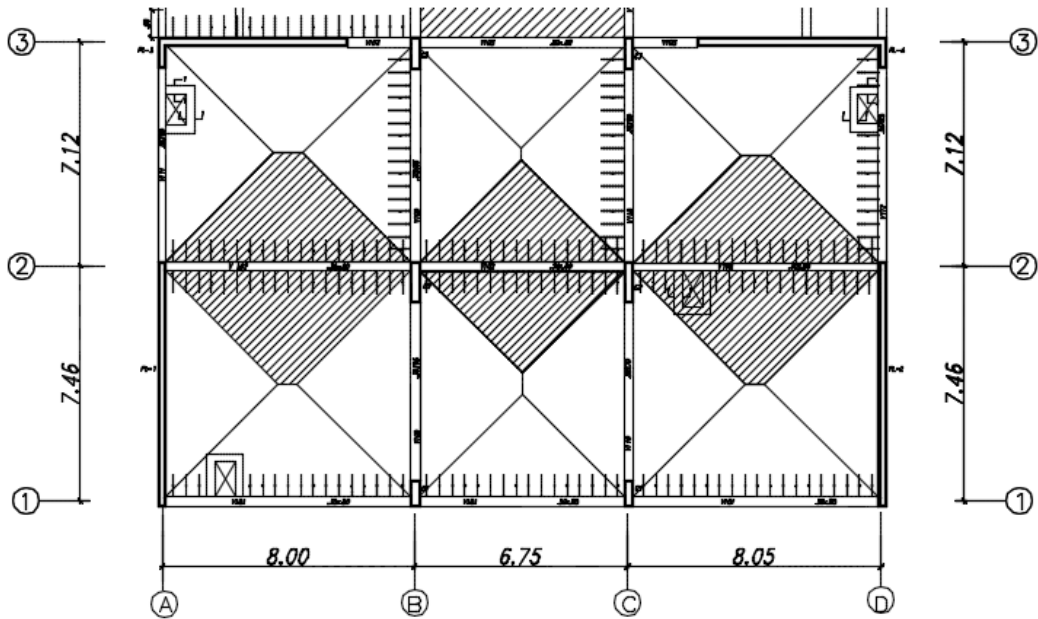


Figura 4.25.- Área tributaria de la viga.

4.4.2 Modelo estructural para cargas de gravedad.

Para el modelo estructural de las vigas se considera que las columnas están empotradas en sus extremos y simplemente apoyado en las placas debido a que no alcance su longitud de anclaje tal como se muestra el pórtico de la figura 4.24.

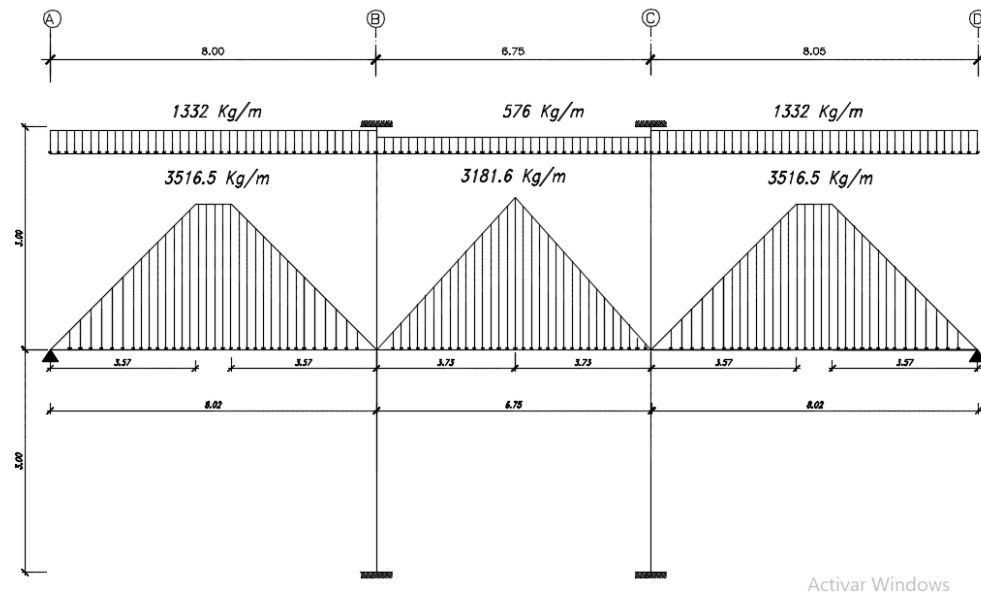


Figura 4.26.- Modelo estructural y asignación de carga muerta.

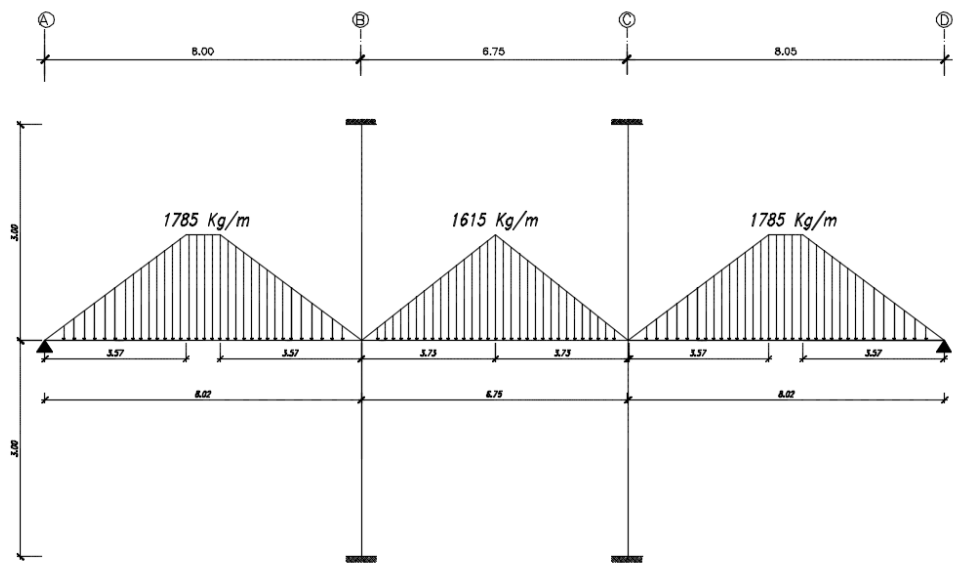


Figura 4.27.- Modelo estructural y asignación de carga viva.

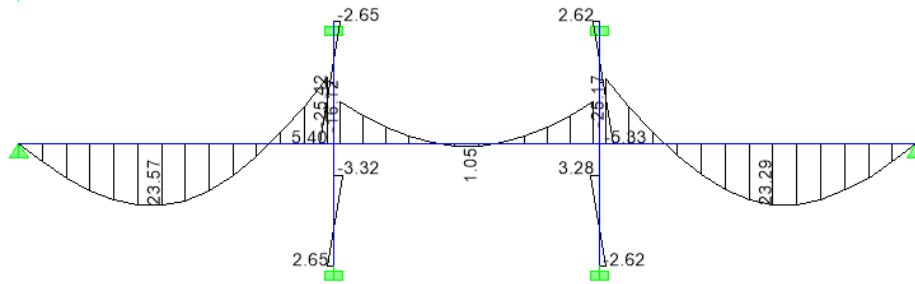


Figura 4.28.- Diagrama de momento flector para la carga muerta.

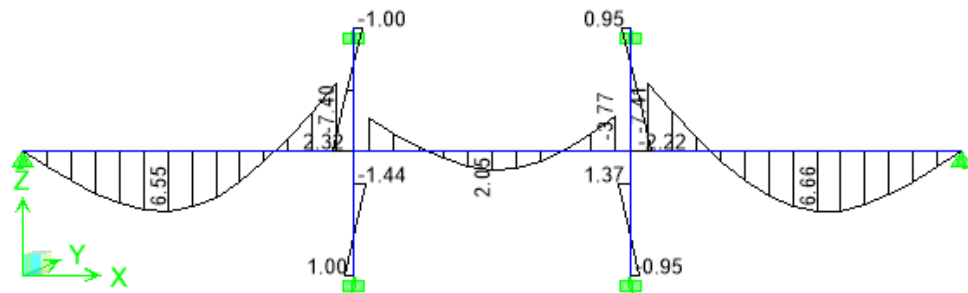


Figura 4.29.- Diagrama de momento flector para la carga viva.

4.5. COLUMNAS

4.5.1 Metrado de cargas

Para la estimación de cargas actuantes en las columnas se proyectará un área tributaria para obtener la carga axial por cada nivel. A continuación, se mostrará el metrado de carga de la columna C2 en la intersección de los ejes “B” y “2”.

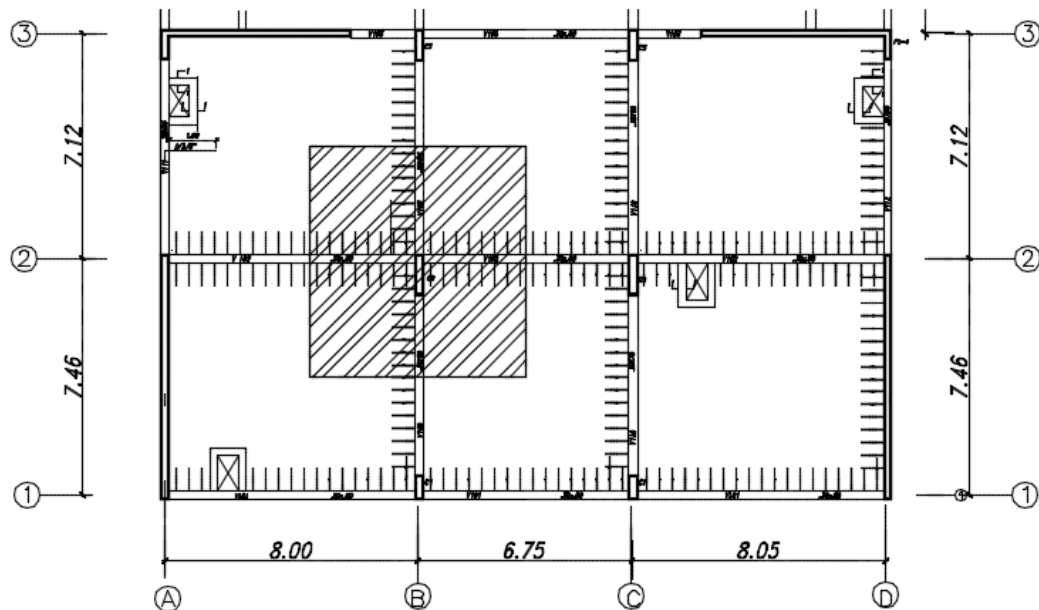


Figura 4.30.- Área tributaria de la columna C2 0.30x1.30.

Tabla 4.4.- Tabla de metrado de cargas de la columna.

PISOS	Elemento	Peso unitario (kg/m o kg/m ²)	Area (m ²) o Longitud (m)	Carga Axial (tn)
Jardinera	Losa maciza	480	49.4	23.7
	Viga 0.30mx0.80m	576	12.5	7.2
	Columna 0.30mx1.30m	936	3.1	2.9
	Sobrecarga	250	49.4	12.4
	Tierra saturada	180	49.4	8.9
1 PISO	Aligerado 2 direcciones	392.5	246.9	96.9
	Columna 0.30mx1.30m	936	15.5	14.5
	Viga 0.30mx0.80m	576	62.3	35.9
	Sobrecarga	250	246.9	61.7
	Tabique	1035	46.7	48.3
	Piso terminado	100	246.9	24.7
				Carga Muerta (tn)
			Carga Viva (tn)	74.1
			Total (tn)	337.1

A continuación, se muestra el diagrama de fuerza axial obtenido en el modelo de ETABS que son valores muy cercanos obtenidos en el metrado de cargas convencional.

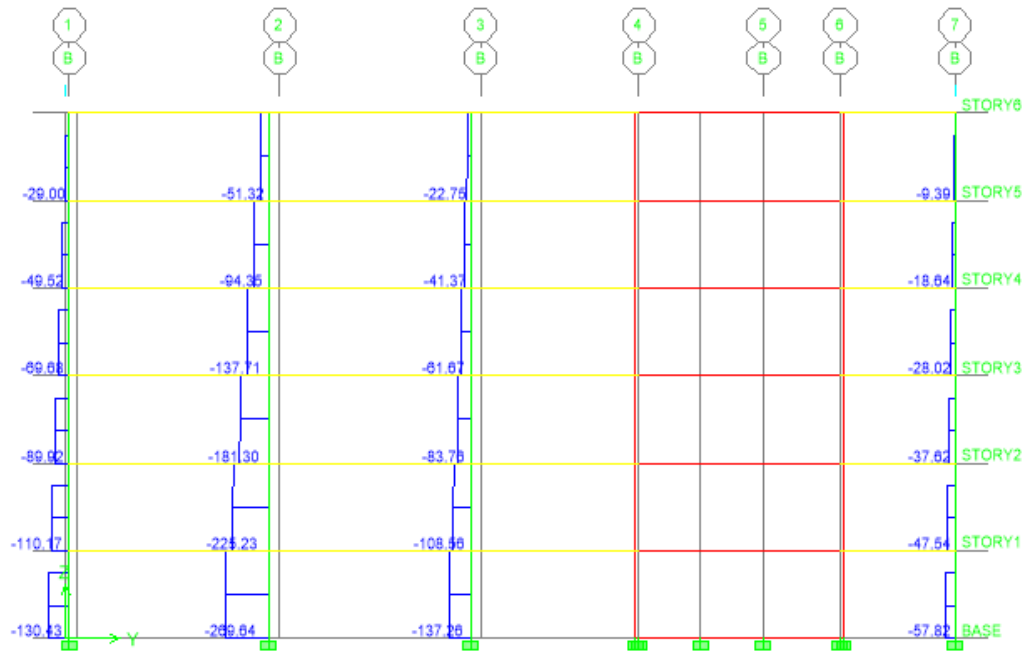


Figura 4.31.-Diagrama de fuerza axial para carga muerta de la columna C2 en el eje "B-2".

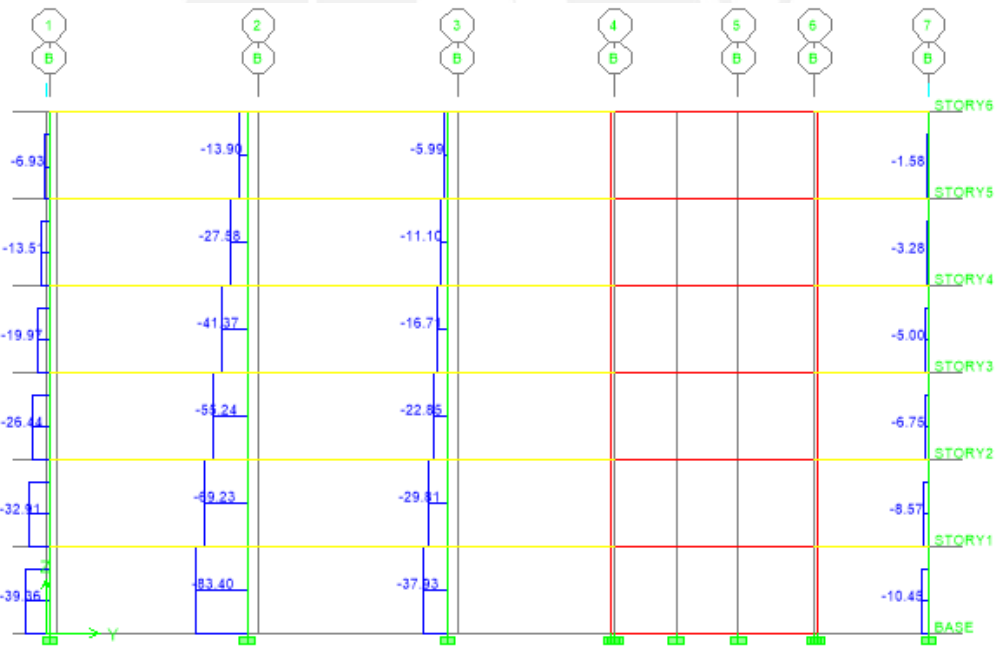


Figura 4.32.-Diagrama de fuerza axial para carga viva de la columna C2 en el eje "B-2".

4.6. PLACAS

De la misma manera que las columnas, se estimará las cargas axiales actuantes de las placas por medio de un área tributaria. A continuación, se mostrará el metrado de carga de la placa P1 entre eje “A-B” y eje “1”.

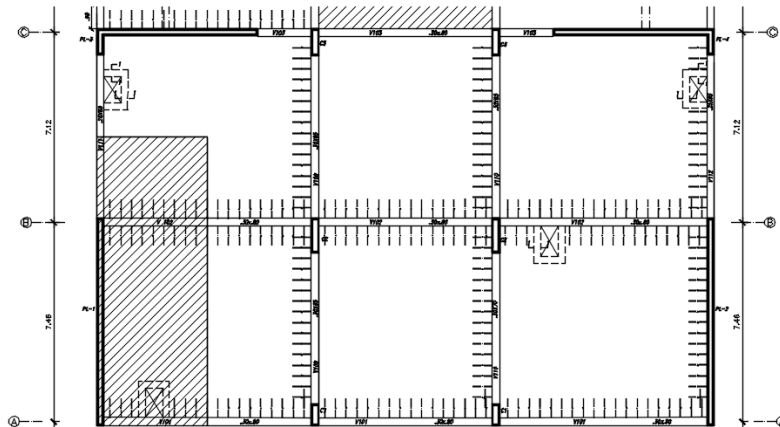


Figura 4.33.- Ubicación de la placa P2.

Tabla 4.5.- Tabla de metrado de cargas de la placa.

PISOS	Elemento	Peso unitario (kg/m o kg/m ³)	Area (m ²) o Longitud (m)	Carga Axial (tn)
Jardinera	Losa maciza	480.0	44.0	21.1
	Viga 0.30mx0.80m	576.0	7.2	4.1
	Placa	4650	3.1	14.4
	Sobrecarga	250.0	41.0	10.3
	Tierra saturada	180	46.1	8.3
Piso típico	Aligerado 2 direcciones	392.5	220.0	86.4
	Placa	4650.0	15.5	72.1
	Viga 0.30mx0.80m	576.0	36.0	20.7
	Sobrecarga	250.0	230.5	57.6
	Tabique	1035	46.0	47.6
	Piso terminado	100.0	200.0	20.0
			Carga Muerta (tn)	294.8
			Carga Viva (tn)	67.9
			Total (tn)	362.6

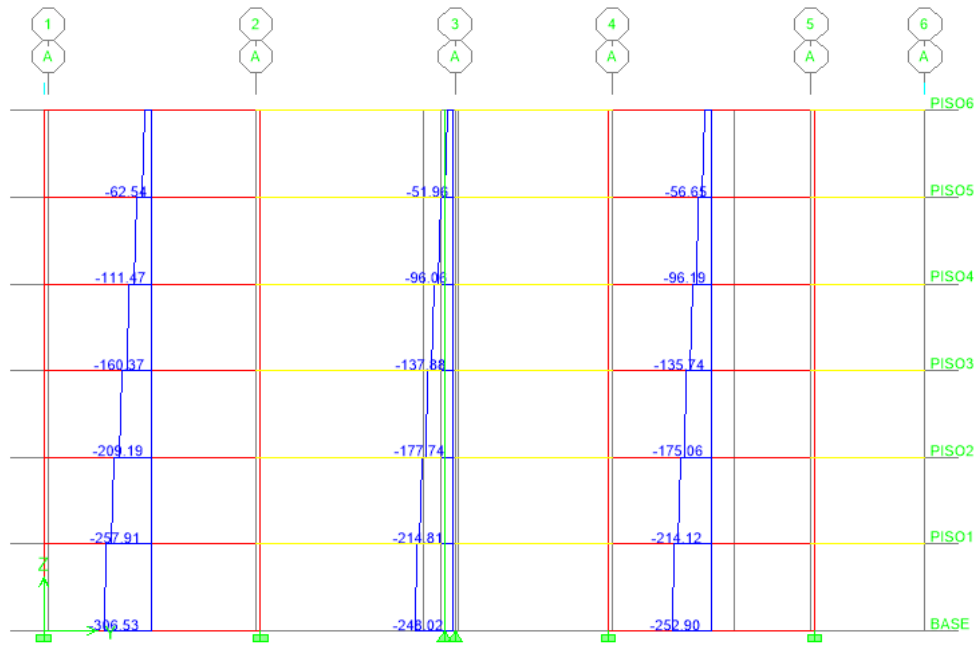


Figura 4.34.-Diagrama de fuerza axial para carga muerta de la placa entre los ejes "1" y "2".

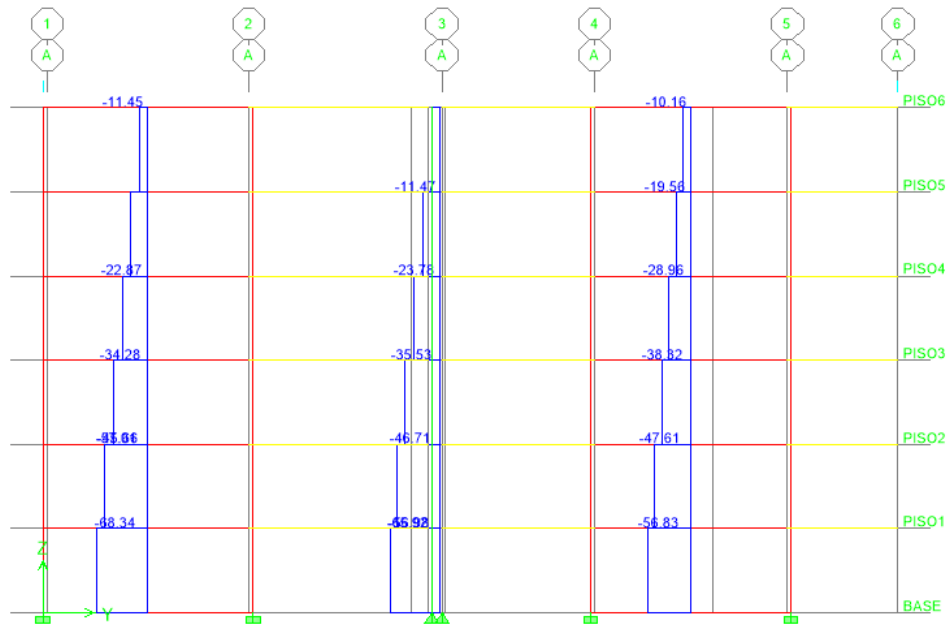


Figura 4.35.-Diagrama de fuerza axial para carga viva de la Placa entre los ejes "1" y "2".

4.7. ESCALERA

Las escaleras son estructuras que conectan los pisos dentro de la edificación. Para el presente proyecto las escaleras tienen un contrapaso de 17.2 cm, 29 cm de paso y garganta de 20cm. Se cumple de esta manera con el Reglamento Nacional de Edificaciones que indica que los contrapasos deben ser máximo de 18 cm, además se debe cumplir que dos veces el contrapaso más un paso debe ser entre el rango de 60 cm y 64 cm.

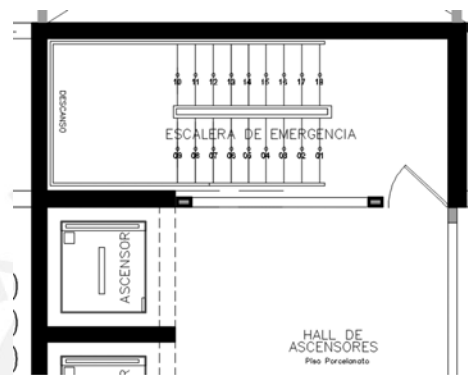


Figura 4.36.-Ubicación de la escalera.

4.7.1 METRADO DE ESCALERA

Para el metrado de carga, se estimó solo las cargas de gravedad que están compuesta por la carga muerta y la carga viva. Para la carga muerta, el peso propio se calculará a partir de la siguiente expresión:

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

Donde:

Contrapaso (cp)=0.172 m

Paso (p) =0.29 m

Garganta(t)= 0.20m

También, se consideró un piso terminado de 5 cm que es representada por una carga de 100 kg/m². Para la carga viva se le asignó una sobrecarga de 400 kg/m² según lo estipulado por la noma de cargas. A continuación, se muestra el metrado detallado por metro lineal de franja.

Carga muerta

Para el tramo inclinado se ha considerado el contrapaso de 17.2 cm y 29 cm, se obtuvo el siguiente peso:

Peso propio=0.763 tn/m

Piso terminado=0.10 tn/m

En el descanso, el espesor de la losa de concreto es de 20 cm.

Peso propio=0.20*1.0*2.4=0.480 tn/m

Piso terminado=0.10 tn/m

Carga viva

Carga Viva=0.400 tn/m

4.7.1 MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural adoptado es de elemento frame, para condición de borde se le asignó como simplemente apoyado desde el inicio del descanso hasta llegar al siguiente nivel del descanso tal como se muestra en la imagen 4.37.

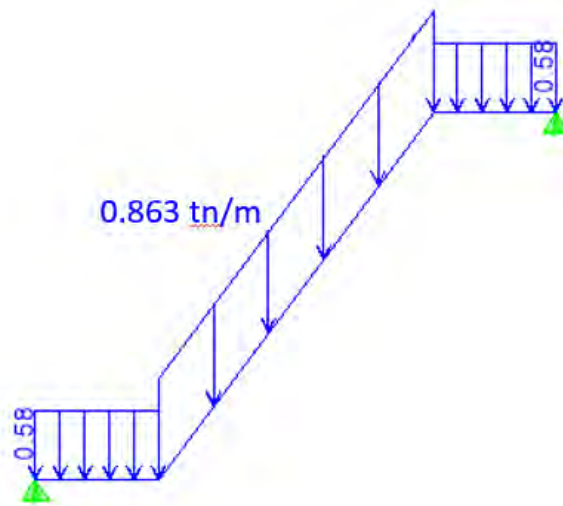


Figura 4.37.-Modelo de la escalera y asignación de carga muerta.

CAPÍTULO 5: FUNDAMENTOS DE CONCRETO ARMADO

5.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Se utilizó el modelo de esfuerzos rectangulares adoptado por la Norma Peruana de Concreto Armado (NTP E.060). La cantidad de acero necesario para el diseño por flexión se deducirá a partir de las relaciones de equilibrio, compatibilidad de deformaciones y relaciones constitutivas.

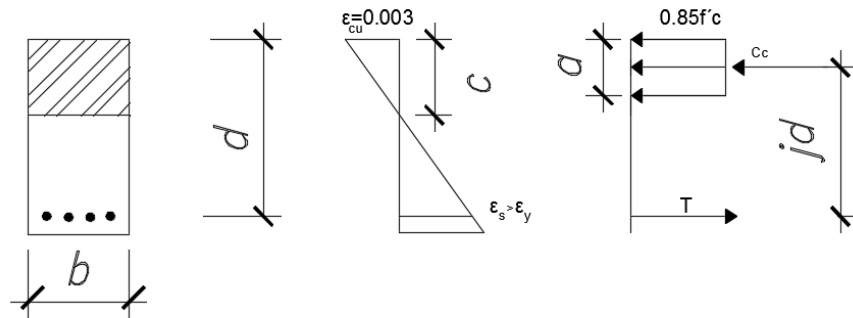


Figura 5.1.-Esfuerzos en una sección rectangular con refuerzo en tensión sometida a flexión.

Por equilibrio:

$$C_c = 0.85 f'_c * a * b$$

$$T = A_s * f_y$$

Calculando el momento asociado:

$$M_n = T * jd$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Las fórmulas deducidas en la sección anterior son válidas siempre que la deformación unitaria del acero es mayor que la deformación unitaria de fluencia.

5.1.1 Acero máximo y mínimo

La Norma Peruana de Concreto Armado (NTP E.060) establece el acero mínimo por flexión para secciones rectangulares y secciones “T” con el ala en compresión equivalente a la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

Sin embargo, para las demás secciones la Norma establece el acero necesario que resista 1.2 veces el momento de agrietamiento.

Adicionalmente, la Norma establece el acero máximo necesario para una sección de concreto en un 75% de la cuantía balanceada.

$$\rho_{balanceada} = \frac{0.85 * f'c * 0.85}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{cu} + \epsilon_y)}$$
$$A_{s_{max}} = 0.75 * \rho_{balanceada} * b * d$$

5.2. DISEÑO POR CORTE

La resistencia al corte del concreto armado viene dado por el aporte al corte del concreto (V_c) y el aporte del refuerzo transversal (V_s)

$$V_c = V_n + V_s$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

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

Donde:

b_w =Ancho de la sección

d =Peralte efectivo de la sección

A_v =Área de la sección del refuerzo transversal

Sin embargo, cuando existe solicitaciones de compresión el aporte del corte del concreto es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * Ag}\right) * b_w * d$$

Esta expresión se utilizará para el diseño al corte de las columnas que son elementos que están sujetos a resistir sollicitaciones de compresión.

5.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño por flexocompresión se realizará a los elementos estructurales que soportan cargas axiales y momento flector como son las columnas y los muros de concreto armado. Para ello se armará un conjunto de puntos notables para graficar el diagrama de interacción:

- Falla en compresión pura
- Falla por flexión
- Falla por tracción pura
- Falla balanceada

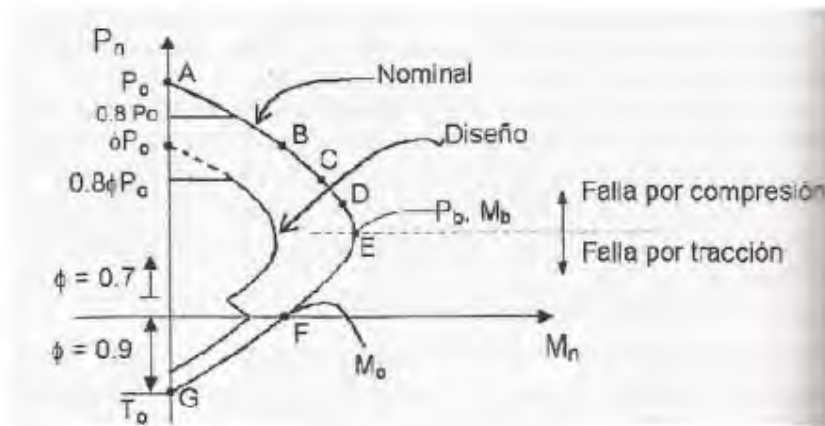


Figura 5.2 -Diagrama de iteración (Ottazi 2019)

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS

6.1. LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCIÓN

6.1.1 Diseño por momento flector

Se calculó el acero necesario para que cumpla para la envolvente de momento flector demandada por el metrado de cargas. Para la sección de análisis se utilizará una sección T con las siguientes dimensiones:

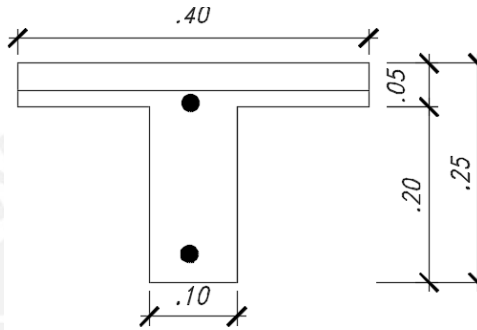


Figura 6.1.-Sección de viga para aligerado.

Figura 6.1.- Tabla de acero mínimo y máximo para el aligerado según el peralte.

Peralte h(m)	As+ min (cm ²)	As- min (cm ²)
0.25	0.53	1.15
0.20	0.41	1.01

A continuación, se calculó el acero necesario por momento flector para las secciones críticas

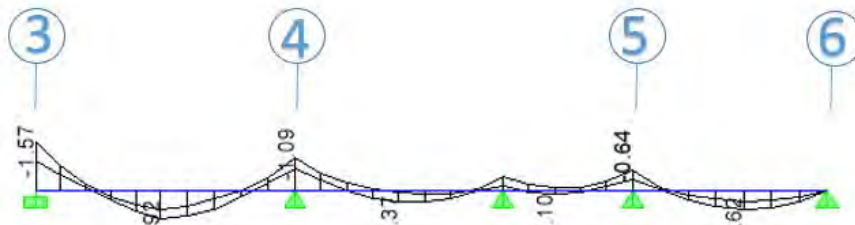


Figura 6.2.-Envolvente de diagrama de momento flector.

Tabla 6.2.- Momentos máximos negativos.

	Momento flector Negativo			
Eje	Eje 03	Eje 04	Eje 05	Eje 06
M- a la cara del apoyo	1.50 tnxm	0.97 tnxm	0.53 tnxm	0.36 tnxm
b	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
d	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm
Ku	31.0	20.0	11.0	7.4
ρ	0.93%	0.58%	0.32%	0.22%
As	2.1 cm ²	1.28 cm ²	0.70 cm ²	0.48cm ²
As colocado	2ø1/2"	1ø1/2"	1ø3/8"	1ø3/8"

Figura 6.3.- Momentos máximos positivos.

	Momento flector Positivo			
Eje	Eje 03-04	Eje 04-05	Eje 04-05	Eje 05-06
M+	0.92 tnxm	0.37 tnxm	0.10 tnxm	0.62 tnxm
b	40 cm	40 cm	40 cm	40 cm
d	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm
Ku	4.8	1.9	0.5	3.2
ρ	0.14%	0.05%	0.01%	0.09%
As	1.23 cm ²	0.45 cm ²	0.10 cm ²	0.80 cm ²
As colocado	2ø3/8"	1ø3/8"	1ø3/8"	1ø3/8"

Con los resultados obtenidos, para el momento positivo se utilizó 1 varilla corrida de $\emptyset 3/8''$ para cumplir con el acero mínimo y bastones de $\emptyset 3/8''$ para cumplir el acero solicitado. Mientras que para el acero negativo se utilizó bastones de diámetro $\emptyset 3/8''$ y $\emptyset 1/2''$ para cumplir con lo solicitado.

6.1.2.- Corte de barras

La Norma establece cortar el acero calculado en zonas que ya no es requerida, de acuerdo con el siguiente criterio:

La longitud de corte debe extenderse a una distancia mayor a la que ya no es necesario la sollicitación por momento en “d” o 12 veces el diámetro de la barra, la que sea mayor, sin embargo, también establece que la longitud de corte tiene que ser como mínimo la longitud de desarrollo medido a partir del máximo esfuerzo. A continuación, se muestra el corte de barras del aligerado cuyo diagrama de momento flector se muestra en la figura 6.3.

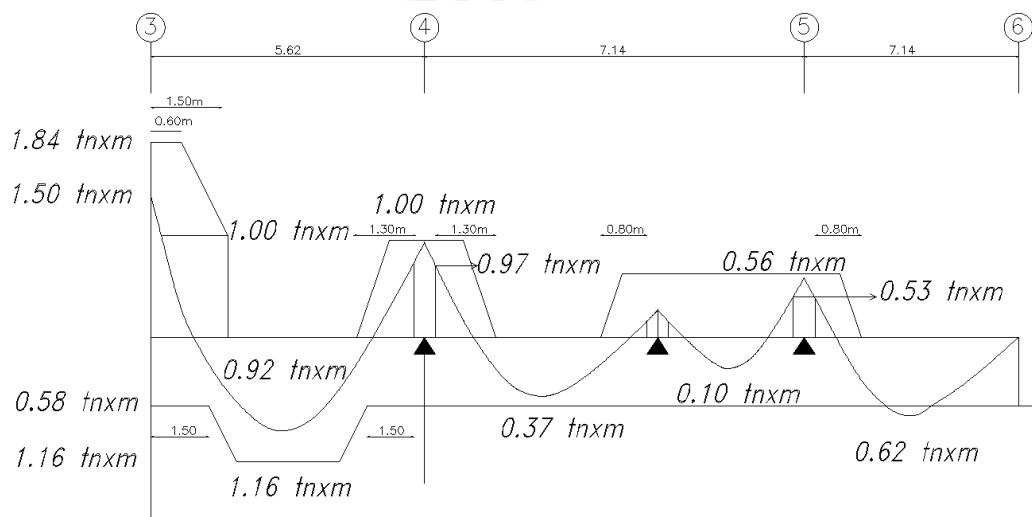


Figura 6.3.- Corte de barras en aligerado.

Para el momento negativo del primer apoyo, se ha procedido utilizar dos varillas de $\varnothing 1/2''$, para la primera varilla se ha calculado el punto corte teórico donde el momento flector es cero y extender una longitud de 0.22 m. Por ende, se cortó la barra a 1.5 m a partir del lado izquierdo como se muestra en la figura 6.3. Para la otra varilla de $\varnothing 1/2''$ se calculó la resistencia que fue de $\phi M = 1.00 \text{ tnxm}$ y se procedió a localizar su ubicación dentro del diagrama de momento flector y extender una longitud de 0.22 m.

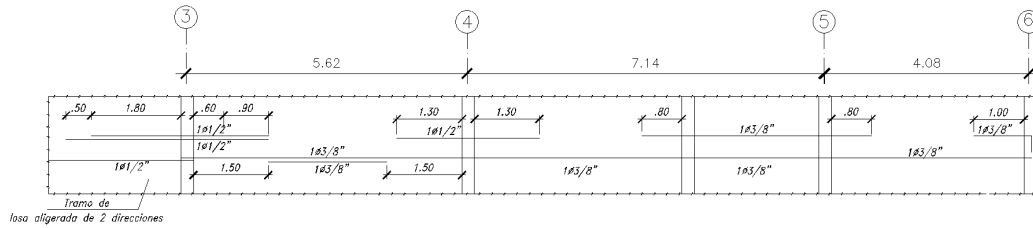


Figura 6.4.-Diseño de la losa aligerada unidireccional.

6.1.3 Diseño por fuerza cortante

Se procedió a calcular el aporte del concreto a la fuerza cortante que resiste:

$$\phi V_c = 0.85x1.1x(0.53x\sqrt{f'c}xb_wxd)$$

$$\phi V_c = 0.85x1.1x0.53x\sqrt{210}x10x22$$

$$\phi V_c = 1.58 \text{ tn}$$

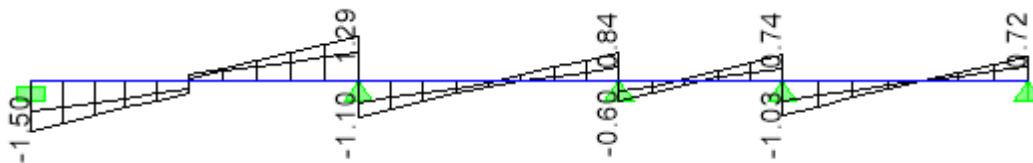


Figura 6.5.- Envoltura de diagrama de momento flector.

La máxima fuerza cortante se encuentra localizada en el primer apoyo a 0.22m de la cara del apoyo es de 1.40 tn y es menor que el aporte del concreto, entonces no es necesario ensanches.

6.2. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA EN DOS DIRECCIONES

Al igual que las losas de una dirección, se calculará el acero necesario para las losas de dos direcciones. Se buscará que cumpla con la envoltura de momento flector demandada por el metrado de cargas. Para la sección de análisis se utilizará la geometría de la sección T.

6.2.1 Diseño por momento flector

Los momentos flectores presentados en la figura 6.6 se debe multiplicar por 0.40 m debido a que el ancho tributario que presenta la losa aligerada de dos direcciones.

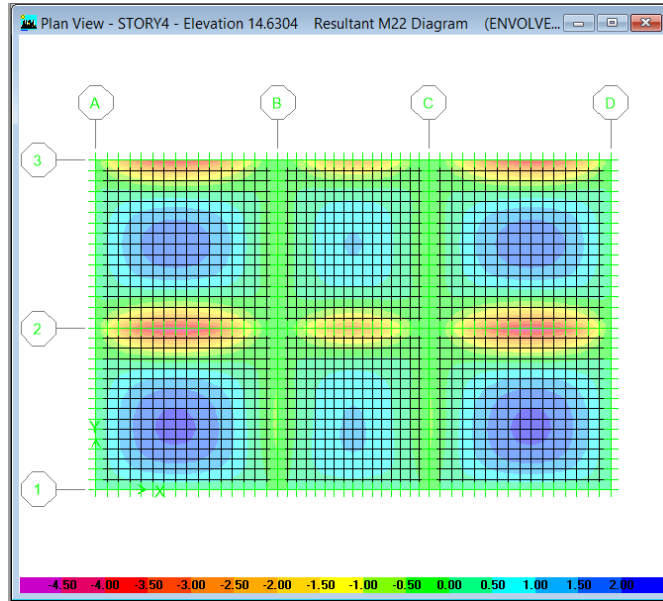


Figura 6.6.- Envoltente de diagrama de momento flector dirección “Y-Y”.

Tabla 6.4.- Momento flector negativo.

Momento flector negativo					
Eje	1 y A-B	2 y A-B	3 y A-B	2 y B-C	3 y B-C
M-	0.30 tnxm	1.8 tnxm	1.6 tnxm	1.0 tnxm	0.80 tnxm
b	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
d	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm
Ku	6.2	37.2	33.1	20.7	16.5
ρ	0.18%	1.14%	1.00%	0.60%	0.46%
As	0.4 cm ²	2.5 cm ²	2.2 cm ²	1.3 cm ²	1.0 cm ²
As colocado	1ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	1ø1/2"	1ø1/2"

Tabla 6.5.- Momento flector positivo.

Momento flector Positivo				
Eje	1-2 y A-B	2-3 y A-B	1-2 y B-C	2-3 y B-C
M+	0.90 tnxm	0.70 tnxm	0.40 tnxm	0.48tnxm
b	40 cm	40 cm	40 cm	40 cm
d	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm
Ku	4.6	3.6	2.1	2.5
ρ	0.14%	0.10%	0.10%	0.10%
As	1.23 cm ²	0.88 cm ²	0.88 cm ²	0.88 cm ²
As colocado	1ø1/2"	1ø1/2"	1ø1/2"	1ø1/2"

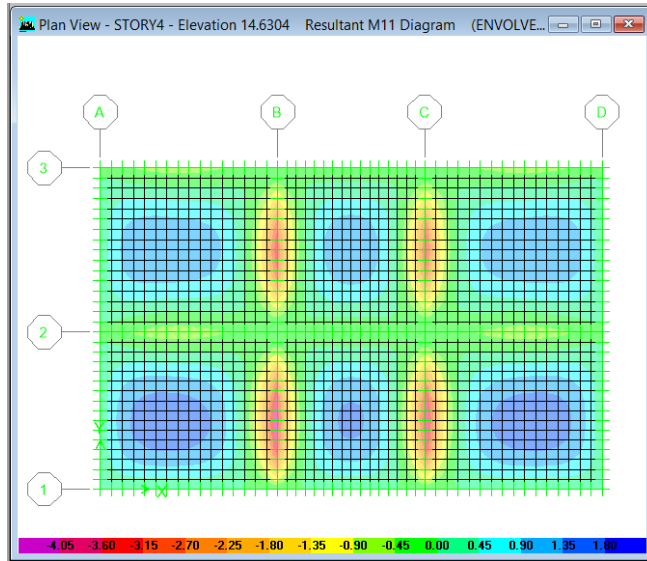


Figura 6.7.- Envoltura de diagrama de momento flector dirección X-X.

Tabla 6.6.- Momento flector negativo.

	Momento flector negativo			
Eje	2-3 y A	2-3 y B	2-3 y C	2-3 y D
M-	0.24 tnxm	1.6 tnxm	1.8 tnxm	0.24 tnxm
b	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
d	22 cm	22 cm	22 cm	22 cm
Ku	4.95	33.1	37.2	4.95
ρ	0.18%	1.00%	1.14%	0.18%
As	0.4 cm ²	2.2 cm ²	2.5 cm ²	0.4 cm ²
As colocado	1Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	1Ø1/2"

Tabla 6.7.- Momento flector positivo.

	Momento Flector Positivo	
Eje	1-3 y A-B	1-3 y B-C
M+	0.72 tnxm	0.56 tnxm
b	40 cm	40 cm
d	22 cm	22 cm
Ku	3.7	2.9
ρ	0.10%	0.10%
As	0.9 cm ²	0.9 cm ²
As Colocado	1Ø1/2"	1Ø1/2"

6.2.2 Diseño por fuerza cortante

Aporte del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times (0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22$$

$$\phi V_c = 1.58 \text{ tn}$$

Se concluyó que no requiere ensanche debido a que la sollicitación por corte máximo fue de 1.20 tn.

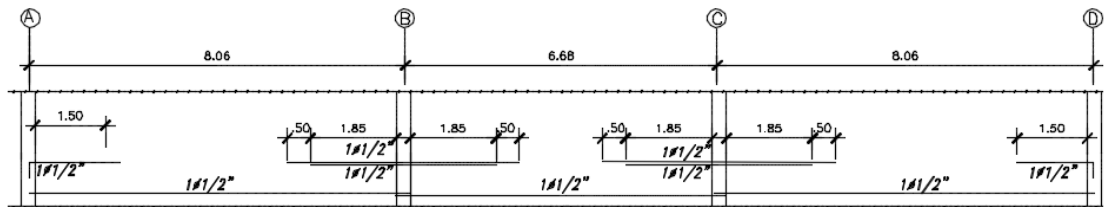


Figura 6.8.-Diseño del aligerado en la dirección "X-X"

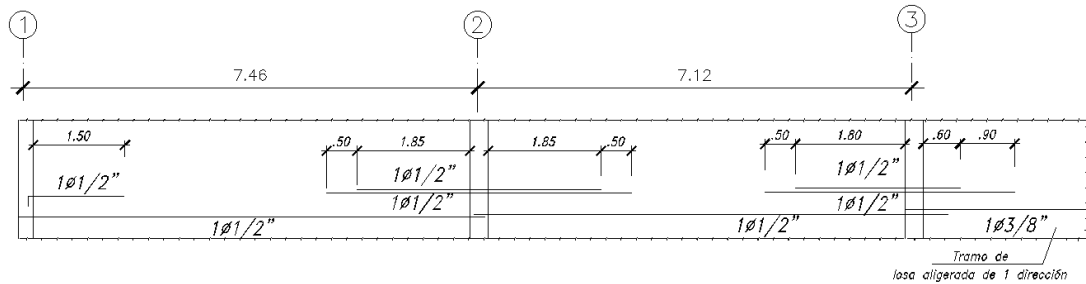


Figura 6.9.- Diseño del aligerado en la dirección "Y-Y".

6.3. DISEÑO DE LOSA MACIZA (JARDÍN)

Se diseñará las losas macizas correspondiente al último nivel, se identificará las secciones críticas de momento flector a la cara de las vigas y las de fuerza cortante a "d" de la cara.

6.3.1 Diseño por momento flector

Para el diseño de las losas de jardín se considerará por un metro de ancho lineal. La armadura mínima por temperatura es de $0.0018bh$ entonces el acero por metro lineal es de $3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$.

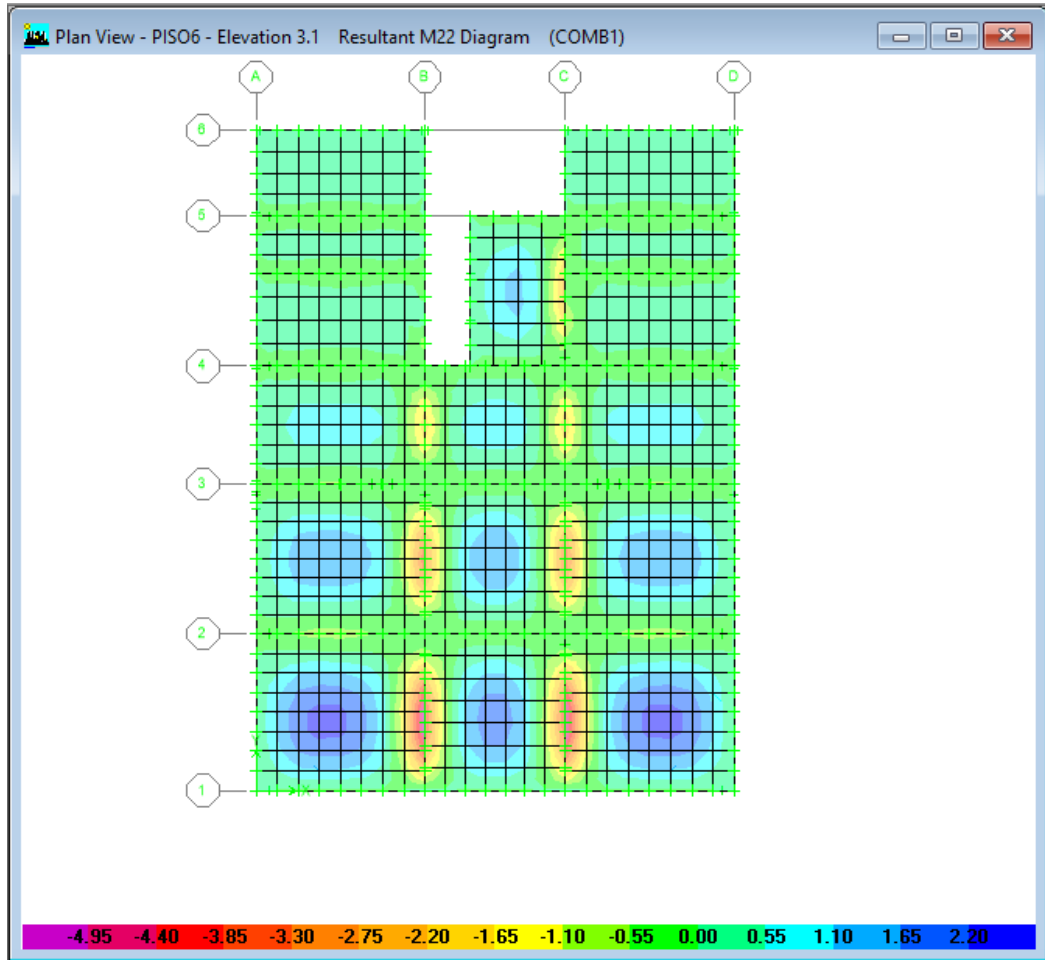


Figura 6.10.- Envolvente de diagrama de momento flector dirección “X-X”.

A continuación, se realizará el diseño de la losa maciza ubicada entre los ejes “1-2 y A-D” utilizando la amplificación de carga de 1.4CM+1.7CV.

Tabla 6.8.- Momento flector negativo entre los ejes “1-2”.

	Momento flector Negativo			
Eje	1-2 y A	1-2 y B	1-2 y C	1-2 y D
M-	0.73 tnxm	4.4 tnxm	4.4 tnxm	0.73 tnxm
b	100 cm	100 cm	100 cm	100 cm
d	17 cm	17 cm	17 cm	17 cm
Ku	2.5	15.2	15.2	2.5
ρ	0.18%	0.42%	0.42%	0.18%
As	3.1 cm ² /m	7.1 cm ² /m	7.1 cm ² /m	3.1 cm ² /m
As colocado	1/2"@0.40	1/2"@0.20	1/2"@0.20	1/2"@0.40

Tabla 6.9.- Momento flector positivo entre los ejes “1-2”.

Eje	Momento flector Positivo		
	1-2 y A-B	1-2 y B-C	1-2 y C-D
M+	2.20 tnxm	1.65 tnxm	2.20 tnxm
b	100 cm	100 cm	100 cm
d	17 cm	17 cm	17 cm
Ku	7.6	5.7	7.6
ρ	0.22%	0.18%	0.22%
As	3.7 cm ² /m	3.1 cm ² /m	3.7 cm ² /m
As colocado	3/8"@0.20	3/8"@0.20	3/8"@0.20

Luego, se realizó el análisis del paño que comprende los ejes “A-B” y “1-8”

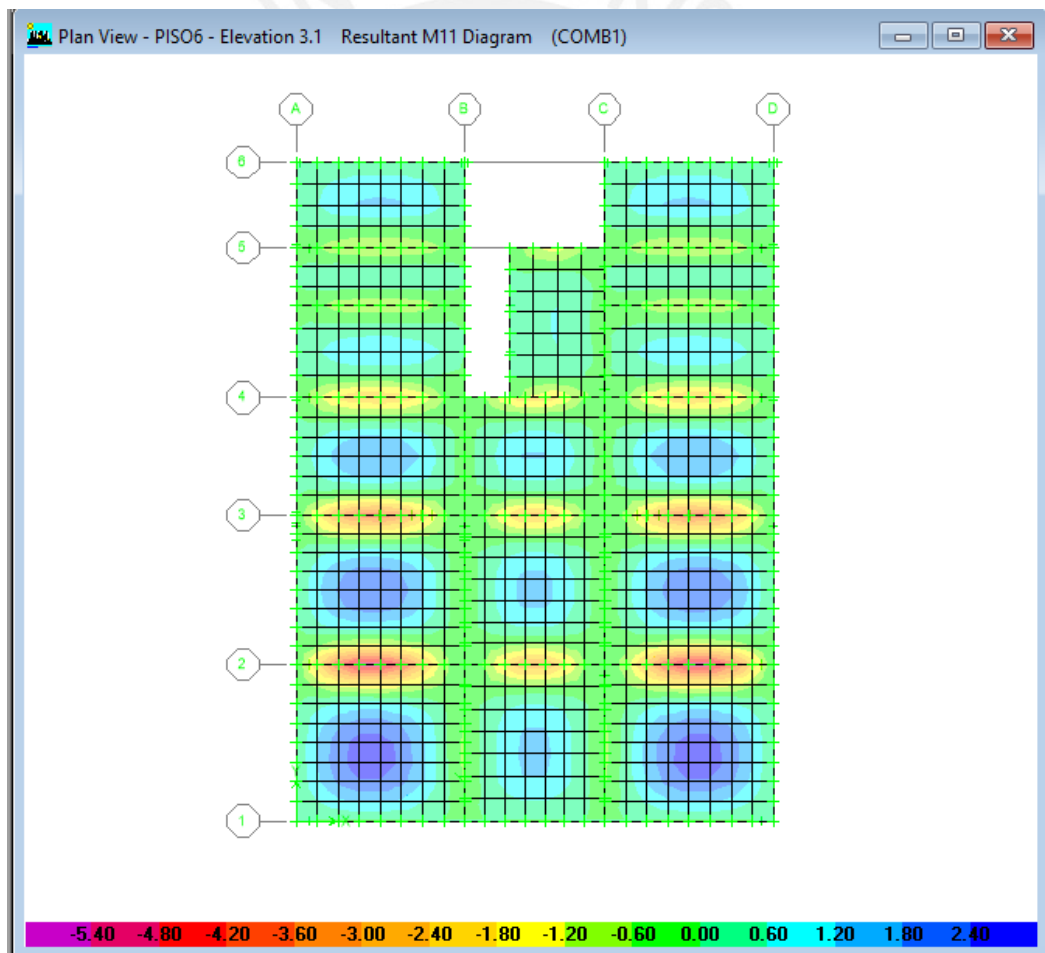


Figura 6.11.-Envolvente de diagrama de momento flector dirección “Y-Y”.

Tabla 6.10.- Momento flector negativo entre los ejes "A-B".

Momento Flector Negativo						
Eje	A-B y 1	A-B y 2	A-B y 3	A-B y 4	A-B y 5	A-B y 6
M-	0.8 tnxm	4.5 tnxm	3.0 tnxm	2.4 tnxm	1.2 tnxm	0.30 tnxm
b	100 cm	100 cm	100 cm	100 cm	100 cm	100 cm
d	17 cm	17 cm	17 cm	17 cm	17 cm	17 cm
Ku	2.8	16.6	10.4	8.3	4.1	1.03
ρ	0.18%	0.44%	0.30%	0.24%	0.18%	0.18%
As	3.06 cm ² /m	7.5cm ² /m	5.1 cm ² /m	4.10 cm ² /m	3.06 cm ² /m	3.06 cm ² /m
As colocado	1/2"@0.40	1/2"@0.20	1/2"@0.20	1/2"@0.30	1/2"@0.40	1/2"@0.40

Tabla 6.11.- Momento flector positivo entre los ejes "A-B".

Momento Flector Positivo					
Eje	A-B y 1-2	A-B y 2-3	A-B y 3-4	A-B y 4-5	A-B y 5-6
M+	2.4 tnxm	2.3 tnxm	1.3 tnxm	0.8 tnxm	0.8 tnxm
b	100 cm	100 cm	100 cm	100 cm	100 cm
d	17 cm	17 cm	17 cm	17 cm	17 cm
Ku	8.3	8.0	4.5	2.8	2.8
ρ	0.24%	0.22%	0.18%	0.18%	0.18%
As	4.08 cm ² /m	3.74 cm ² /m	3.06 cm ² /m	3.06 cm ² /m	3.06 cm ² /m
As colocado	3/8"@0.15	3/8"@0.15	3/8"@0.15	3/8"@0.15	3/8"@0.15

6.3.2 Diseño por fuerza cortante

Aporte del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times (0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

$$\phi V_c = 12.2 \text{ tn}$$

Se concluye que no requiere ensanche debido a que la sollicitación por corte máximo fue de 2.75 tn menor a 12.2 tn.

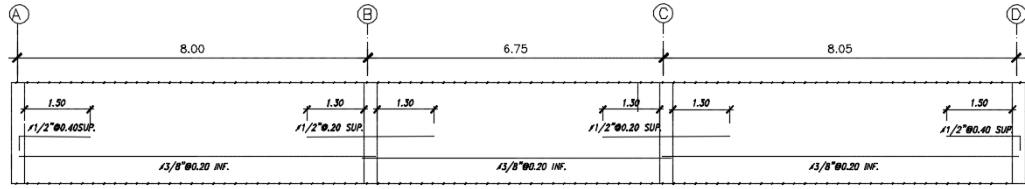


Figura 6.12.-Diseño de la losa en la dirección “X-X”.

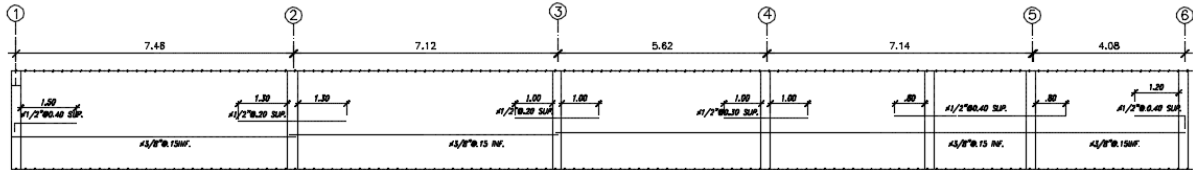
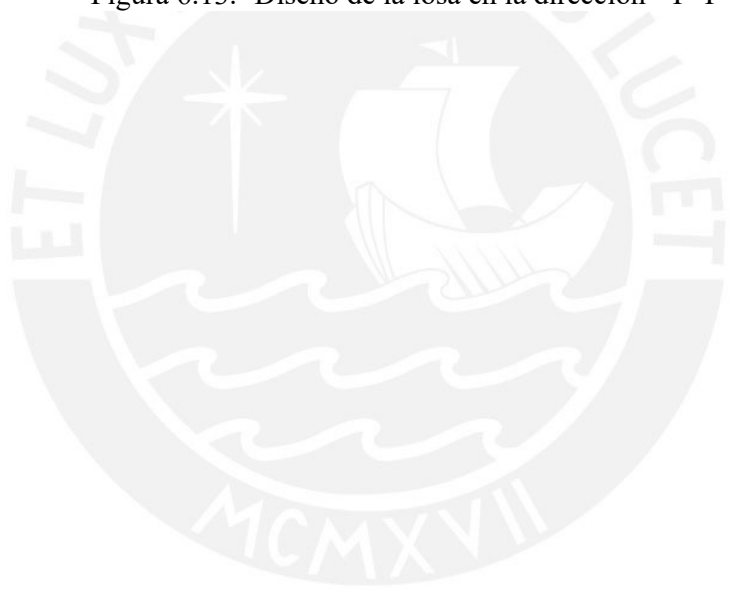


Figura 6.13.- Diseño de la losa en la dirección “Y-Y”



CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGA

7.1- DISEÑO POR FLEXIÓN

Con las envolventes de diagrama de momento flector, se procedió a calcular el acero necesario para los momentos positivos y negativos solicitado por las cargas actuantes para la viga ubicada en el segundo nivel.

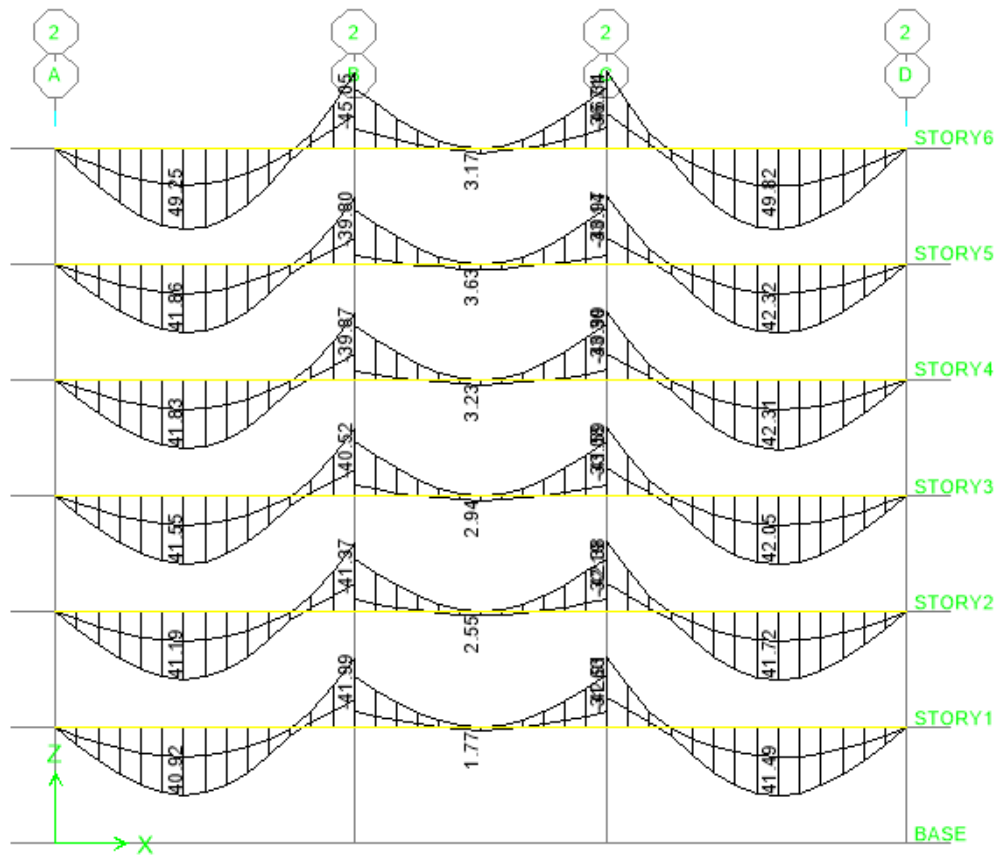


Figura 7.1.- Envolvente de diagrama de momento flector viga del eje 02.

La norma establece el acero mínimo por momento flector para secciones rectangulares mediante la siguiente fórmula:

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

$$A_{s_{\min}} = 0.7 \frac{\sqrt{210}}{4200} * 30 * 74$$

$$A_{s_{\min}} = 5.4 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo por flexión permite una mejor transición entre el estado no agrietado y el agrietado de una sección, provee cierta ductilidad y ayuda a controlar parcialmente el ancho de las grietas térmicas y de retracción que se produce bajo condiciones normales (OTTAZI 2016).

Por otro lado, la norma establece la cantidad máxima de acero en función del área de acero que produce la falla balanceada que se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$A_{smax} = 0.75 A_{sb} = 1.60\% * b * d$$

$$A_{smax} = 0.75 A_{sb} = 1.60\% * 30 * 74 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 35.5 \text{ cm}^2$$

Tabla 7.1.- Acero mínimo y acero máximo.

	Acero Mínimo	Acero Máximo
Sección 0.30x0.80	5.4 cm ²	35.5 cm ²

Se colocó 3 varillas de diámetro de 3/4" corridas para la sección superior e inferior y se refuerza con bastones superiores e inferiores de acuerdo a las solicitaciones de las cargas actuantes.

Tabla 7.2.- Momentos flector máximo positivo del piso típico.

	Momento Flector	
M	M+=41.9 tnxm	M-= 38.33 tnxm
b	30 cm	30 cm
d	74 cm	74 cm
Ku	25.5	23.3
ρ	0.74%	0.68%
As	16.4 cm ²	15.1 cm ²
As colocado	3ø3/4"+1ø1"+1ø3/4"	3ø3/4"+1ø1"+1ø3/4"

7.2 CORTE DE BARRAS

La Norma establece cortar el acero calculado en zonas que ya no es requerida, de acuerdo con el siguiente criterio:

La longitud de corte debe extenderse a una distancia mayor a la que ya no es necesario la sollicitación por momento en “d” o 12 veces el diámetro de la barra, la que sea mayor. Sin embargo, también establece que la longitud de corte tiene que ser como mínimo la longitud de desarrollo medido a partir del máximo esfuerzo. A continuación, se muestra el corte de barra de la viga.

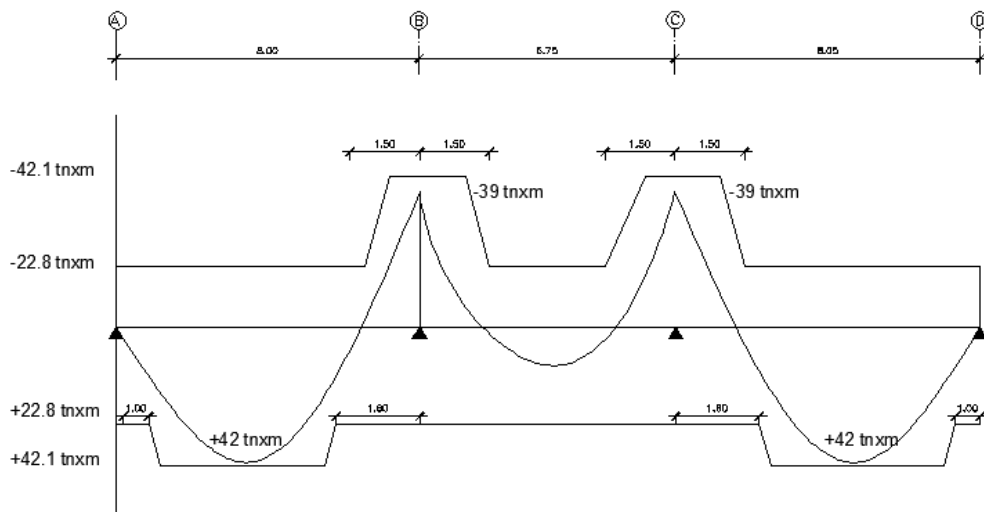


Figura 7.2.- Corte de barras de la Viga 102.

Para el momento positivo del primer apoyo, se utilizó una varilla de $\emptyset 1''$, una varilla de $\emptyset 3/4''$ de diámetro como bastones y de 3 fierros corridos de $\emptyset 3/4''$ que represente el acero mínimo requerido por flexión, para el cálculo del punto teórico de corte se calculó la resistencia nominal de 3 barras de $\emptyset 3/4''$ que fue de $\phi M=22.75$ tnxm y se procedió a localizar su ubicación dentro del diagrama de momento flector y extender una longitud de 0.74 m que representa el “d” del peralte de viga.

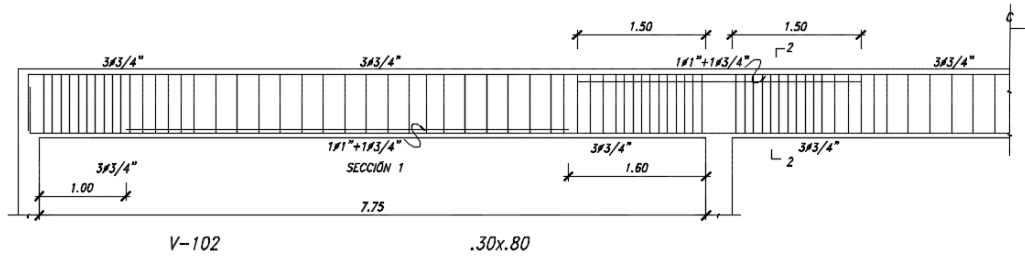


Figura 7.3.- Refuerzo de la viga 102.

7.3.- DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Para el diseño por fuerza cortante se calculó el espaciamiento de los estribos encargado de tomar parte de la fuerza cortante actuante. Para ello se debe calcular el aporte al corte del concreto y el aporte al corte de los estribos.

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

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 74$$

$$\phi V_c = 14.5 \text{ tn}$$

La cortante solicitada a “d” de la cara es de 26.2 tn y el aporte del concreto es de 14.5 tn entonces lo restante debe ser resistido por los estribos

$$11.7 = \phi * \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$11.7 * 1000 = 0.85 * \frac{2 * 0.71 * 4200 * 74}{s}$$

$$s = 32 \text{ cm}$$

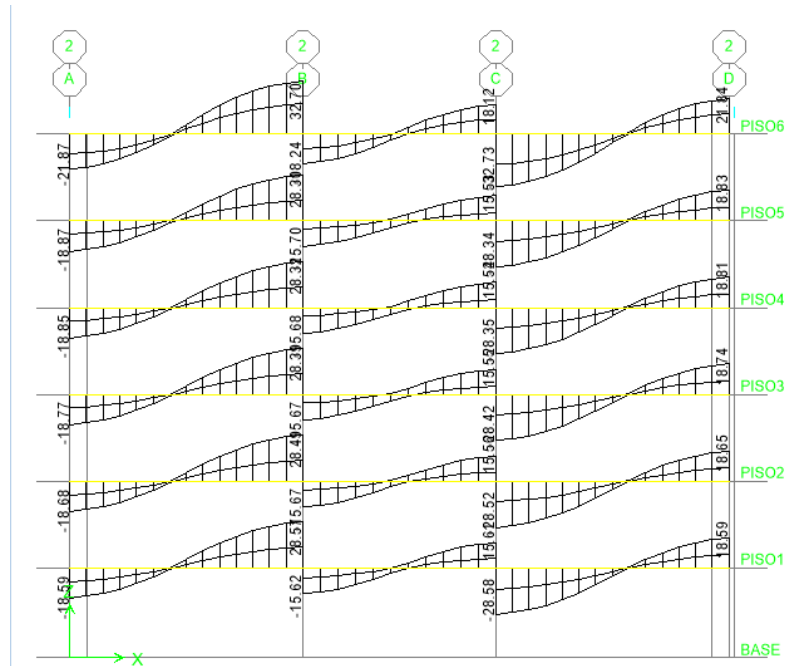


Figura 7.4.-Envolvente de diagrama de momento flector viga.

Sin embargo, como es una viga sísmica se verificó que los espaciamientos de estribos que cumplan con el diseño por capacidad y las recomendaciones de confinamiento.

7.3.1.- Diseño por capacidad

La Norma establece que la fuerza cortante que resistan efectos sísmicos no debe ser menor que el menor de la suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo, asignando la carga de gravedad tributaria amplificadas.

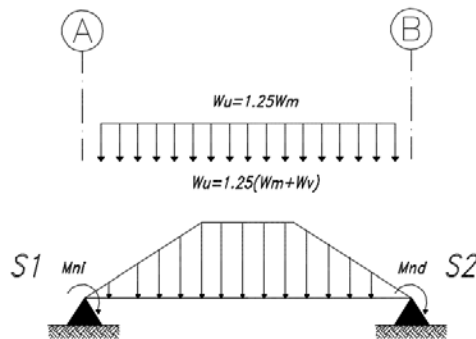


Figura 7.5.-Cargas en la viga entre los ejes "A-B".

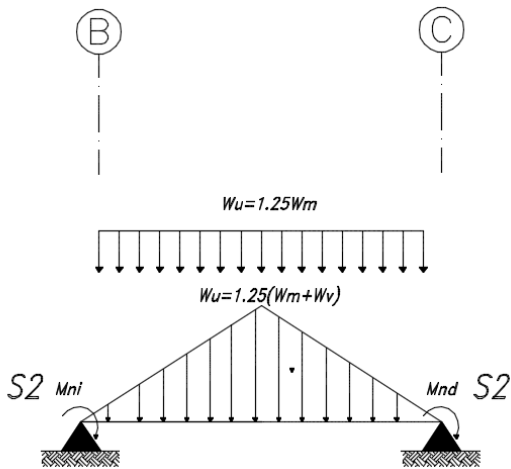


Figura 7.6.- Cargas en la viga entre los ejes "B-C".

A continuación, se muestra las secciones en cada apoyo para calcular el momento nominal.

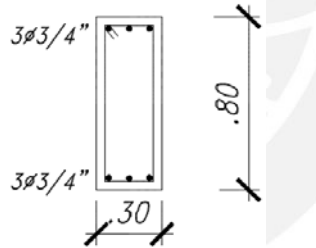


Figura 7.7.- Sección de viga S1 ($M_n=33$ tnxm)

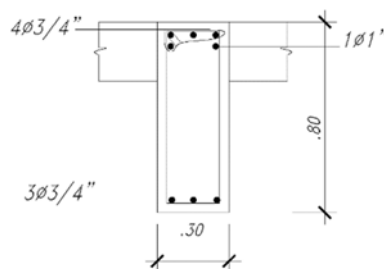


Figura 7.8.- Sección de viga S2 ($M_n=43$ tnxm)

Tabla 7.3.- Diseño por capacidad.

Tramo	A-B		B-C	
Luz	L=8.02 m		L=6.75 m	
Momento Nominal	S1=33 tnxm	S2= 43 tnxm	S1=43 tnxm	S2= 43 tnxm
Cortante	V=33 tn		V=9.25 tn	
Aporte de cortante concreto (0.30mx0.80m)	Vc=14.5 tn		Vc=14.5 tn	
Espaciamiento	S=20 cm		-	

Caso 1 Tramo “A-B”

A continuación, se sustentará el cálculo del espaciamiento del estribo por capacidad en el tramo A-B:

$$18.5 = \phi * \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$18.5 * 1000 = 0.85 * \frac{2 * 0.71 * 4200 * 74}{s}$$

$$s = 20 \text{ cm.}$$

7.3.2.- Confinamiento de vigas sísmicas

La Norma peruana de concreto armado establece los requisitos de confinamiento de vigas sísmicas para sistema de muros estructurales en el cual propone la distribución que no debe exceder de las siguientes dimensiones:

1. $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor que 150mm.
2. Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
3. 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
4. 300 mm.

Los estribos de confinamiento se colocaron en los extremos de las vigas hasta alcanzar una longitud de confinamiento que es dos veces el peralte de la viga (1.60m).

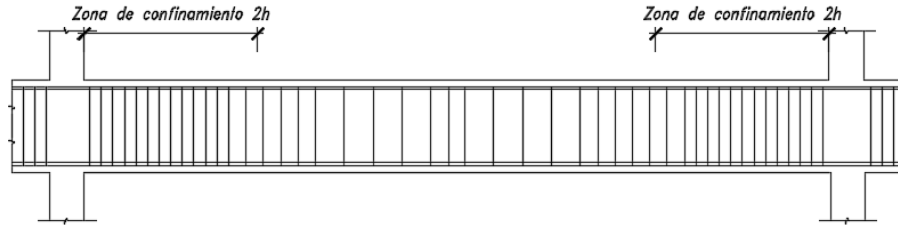


Figura 7.9.-Localización de la zona de confinamiento.

El espaciamiento máximo dentro de la zona de confinamiento será el menor resultado de los siguientes criterios:

- $0.25d=18.5$ cm
- $10 db= 19.1$ cm
- $24 db_{\text{estribo}}= 22.9$ cm
- 30 cm

Entonces, se adoptará la siguiente distribución $1@0.05,10@0.10,5@0.15$, Rto 0.25m.

7.4.- CÁLCULO DE DEFLEXIONES

Una de las condiciones de servicio que se verificó son las deflexiones en las vigas, las deflexiones se clasifican en instantáneas y deflexiones diferidas. La Norma establece que para calcular las deflexiones se utilizó la teoría elástica de vigas, además si el momento actuante en servicio es menor que el momento asociado con el agrietamiento por flexión de la sección, se consideró la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero de refuerzo. Si el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento se utilizará las propiedades de la sección agrietada transformada.

7.5.1.- Deflexiones inmediatas

Son aquellas deflexiones que se producen inmediatamente después de aplicar la carga, a continuación, se calculó las deflexiones para el primer tramo de la viga de sección 0.30×0.80 m del eje 2 del plano de primer piso del encofrado.

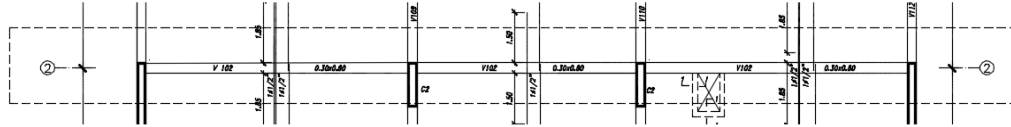


Figura 7.10.-Ubicación de la viga del primer encofrado eje “2”.

Se procederá a calcular el momento de agrietamiento de la viga de sección de 0.30x0.80:

$$M_{cr} = \frac{2 * f_r * I_g}{h}$$

$$f_r = 2 * \sqrt{210} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12} * 30 * 80^3 = 1\,280\,000.0 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{2 * 29 * 1\,280\,000.0}{80}$$

$$M_{cr} = 9.80 \text{ tnxm}$$

El momento actuante bajo cargas de gravedad es de 30.5 tnxm y la sección tiene una inercia de agrietamiento de 9.80 tnxm. Entonces, se calculó las deflexiones con la inercia de la sección agrietada transformada.

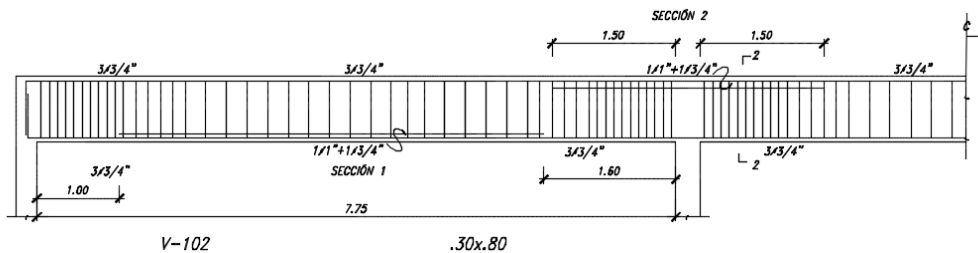


Figura 7.11.-Secciones necesarias para el cálculo de inercia agrietada.

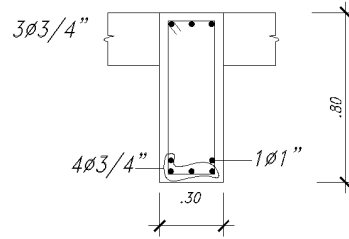


Figura 7.12.-Sección 01 de la viga.

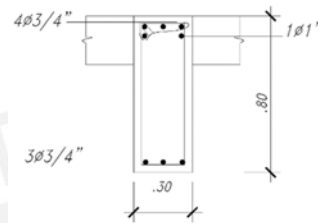


Figura 7.13.-Sección 02 de la viga.

Se calculó la deflexión en el centro de la luz del primer tramo de 7.75m de luz, para ello se necesitó calcular la inercia agrietada transformada para las secciones del centro de luz y en el primer apoyo.

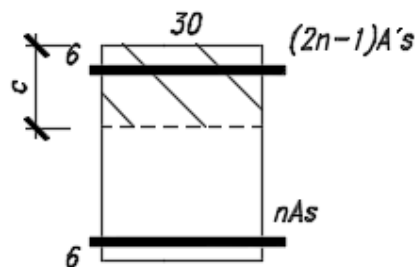


Figura 7.14.-Sección agrietada transformada sección 1.

Usaremos $n=9$

Calculando el centroide de la sección para el momento positivo:

$$8.52 * 17 * (c - 6) + 30 * c * \frac{c}{2} = (74 - c) * 9 * (16.46)$$

$$c = 19.97 \text{ cm}$$

Entonces la inercia agrietada de la sección respecto al eje neutro:

$$I_{cr} = \frac{1}{3} * 30 * 19.97^3 + 17 * 8.52 * 13.97^2 + 9 * 16.46 * 54.03^2$$

$$I_{cr} = 540\,363\text{ cm}^4$$

En el cálculo de las deflexiones se consideró que la rigidez a la flexión del elemento es constante a lo largo del tramo y el momento de inercia efectivo será un promedio ponderado, si el tramo es continuo en un extremo se utilizará la siguiente expresión:

$$I_e = \frac{I_{e2} + 2I_{e3}}{3}$$

Donde:

I_{e2} : Es el momento de inercia en la sección del extremo continuo.

I_{e3} : Es el momento de inercia en la sección central del tramo.

Las secciones 1 y 2 tienen el mismo momento de inercia, por ende, se utilizó una inercia efectiva de $540\,363\text{ cm}^4$.

Para el cálculo de deflexiones se rige la siguiente ecuación de elasticidad con su correspondiente imagen:

$$Deflexión = \frac{5 * L^2}{48 * E_c * I_{ef}} (M_{cl}^+ - 0.1(M_i + M_d))$$

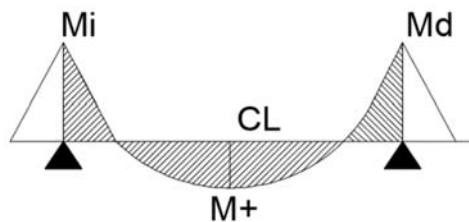


Figura 7.15.-Deflexiones elásticas de vigas simples.

Tabla 7.4.- Deflexión para Carga Muerta.

Carga Muerta	
Ec	217 370 kg/cm ²
L	7.75
Ief	540 363 cm ⁴
Md	23.2 tnxm
Mi	0
Mcl	30.46 tnxm
Deflexión	1.5 cm

Tabla 7.5.- Deflexión para Carga Viva.

Carga Viva	
Ec	217 370 kg/cm ²
L	7.75
Ief	540 363 cm ⁴
Md	7.1 tnxm
Mi	0
Mcl	7.50 tnxm
Deflexión	0.38 cm

7.5.2.- DEFLEXIONES DIFERIDAS

La deflexión diferida es resultante del flujo plástico del concreto y de la retracción de los elementos en flexión, la Norma establece que se podrá estimar la deflexión diferida multiplicando la deflexión inmediata por un factor λ definida a partir de la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho}$$

Donde:

ε =Factor que depende el tiempo para cargas sostenidas.

ρ =Cuantía de acero en compresión calculado en la mitad de la luz.

Remplazando los factores:

ε se tomará el factor de 2 para la duración de la carga 5 años.

La cuantía en compresión es 0.4%

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.4\%}$$

$$\lambda = 1.67$$

Tabla 7.6.- Deflexión máxima esperada.

Deflexión máxima Esperada	
Deflexión por Carga Muerta	1.50 cm
Deflexión por Carga Viva	0.38 cm
Deflexión Diferida por Carga Muerta	2.50 cm
Deflexión Diferida 30% Carga Viva	0.19 cm
Total	4.57 cm

7.5.3 DEFLEXIONES MÁXIMA PERMISIBLES

Los códigos de diseño establecen la deflexión máxima permisible de tal manera no dañar los elementos no estructurales mediante la siguiente expresión:

$$\Delta \leq L/480$$

Para el presente proyecto se obtuvo un límite de $L/480 = 1.63\text{cm}$, la deflexión actuante es de 4.57 cm, por ende, se requiere una contraflecha de 3 cm para el control de la deformación admisible para evitar daños en elementos no estructurales.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son los elementos estructurales verticales que reciben las cargas de gravedad de las vigas y las transmiten a la cimentación. Al formar pórticos con las vigas, proporcionan rigidez lateral, por lo que son elementos muy importantes en el sistema sismorresistente de la estructura. En la estructuración realizada se optó por tener columnas de sección 30x80cm, 30x130cm, 30x100cm y 25x60 según sus cargas y características.

El diseño de columnas en concreto armado se realizó por el método de resistencia para requerimientos de flexo-compresión y cortante. El diseño por corte se deberá verificar con lo estipulado con Norma de Concreto Armado E.060, teniendo especial cuidado en los requerimientos del Capítulo 21: Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico teniendo en cuenta que la estructura califica como Muros Estructurales.

8.1- DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se realizó el diagrama de interacción considerando una distribución de acero tentativa verificando que las cargas últimas se encuentren dentro del diagrama de interacción planteado.

Tabla 8.1.- Reacciones en la columna C2 de sección 0.30mx1.30m.

	CM	CV	Sx	Sy
Carga Axial (tn)	275.0	82.4	6.2	2.3
Momento flector 22 (tnxm)	-0.3	-0.2	1.4	17.2
Momento flector 33 (tnxm)	0.8	0.3	3.2	0.4

Tabla 8.2.- Combinación de cargas ultimas.

	Pu (tn)	Mu ₃₋₃ (tn.m)	Mu ₂₋₂ (tn.m)
1.4CM+1.7CV	525.1	1.6	-0.8
1.25(CM+CV)+CSX	453.0	4.5	0.7
1.25(CM+CV)-CSX	440.5	-1.8	-2.1
0.9CM+CSX	253.7	3.9	1.1
0.9CM-CSX	241.3	-2.5	-1.7
1.25CM+1.25CV+CSY	449.5	1.8	20.2
1.25CM+1.25CV-CSY	444.0	0.9	-21.6
0.9CM+CSY	250.3	1.2	20.6
0.9CM-CSY	244.7	0.2	-21.2

Se procedió a realizar el diagrama de interacción con 4 barras de 1" en cada extremo y 8 barras de 3/4" repartida en el centro que representa una cuantía de 1.63%.

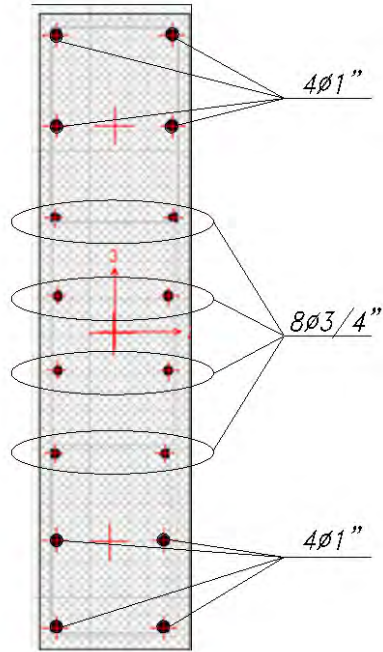


Figura 8.1.-Sección de columna (0.30mx1.30m) en el programa ETABS.

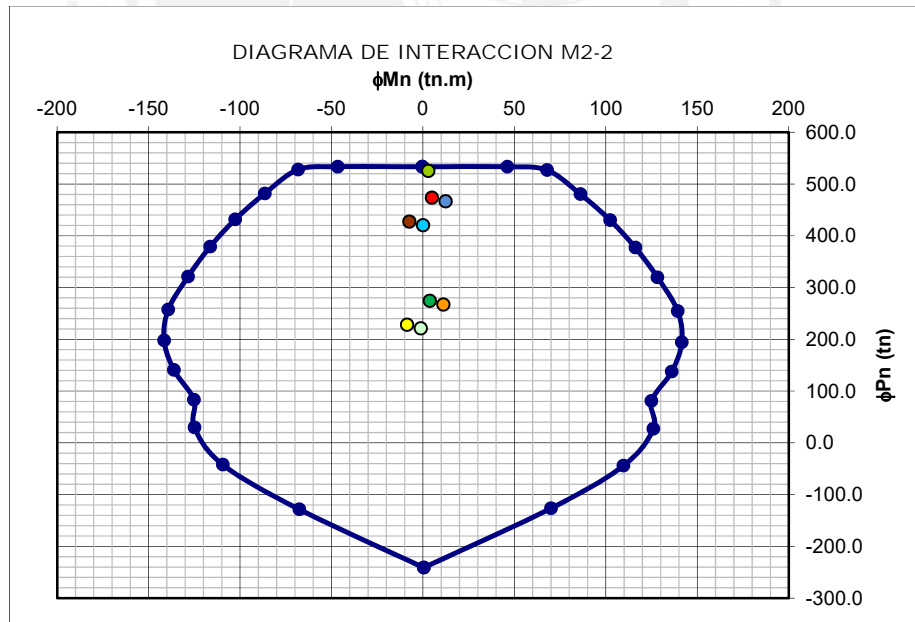


Figura 8.2.-Diagrama de interacción de la columna dirección "X-X".

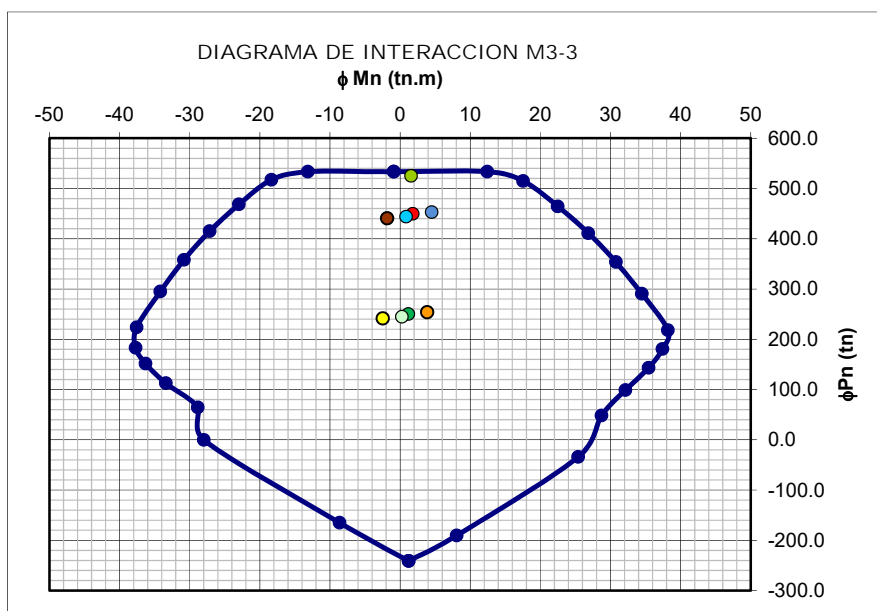


Figura 8.3.-Diagrama de interacción de la columna dirección “Y-Y”.

Las columnas diseñadas trabajan básicamente bajo cargas de gravedad, esto es debido a que gran parte del sismo dinámico es resistida por las placas que aportan bastante rigidez lateral al edificio.

8.2- DISEÑO POR CORTE

8.2.1- Diseño por capacidad

En el capítulo 3 del análisis sísmico, se comprobó que el sistema estructural del proyecto es de muros estructurales y que la fuerza cortante V_u a utilizar no debe ser menor que el menor valor de las siguientes condiciones:

- 1.- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. En los elementos en flexocompresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.
- 2.- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.

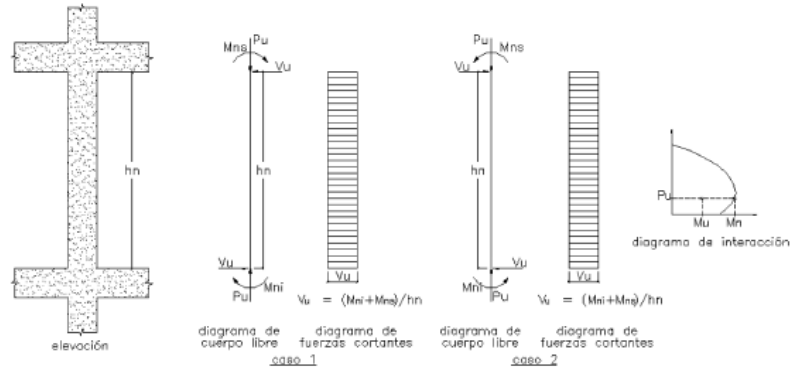


Figura 8.4.-Cortante de capacidad especificada por la Norma Peruana Concreto Armado NTP E.060.

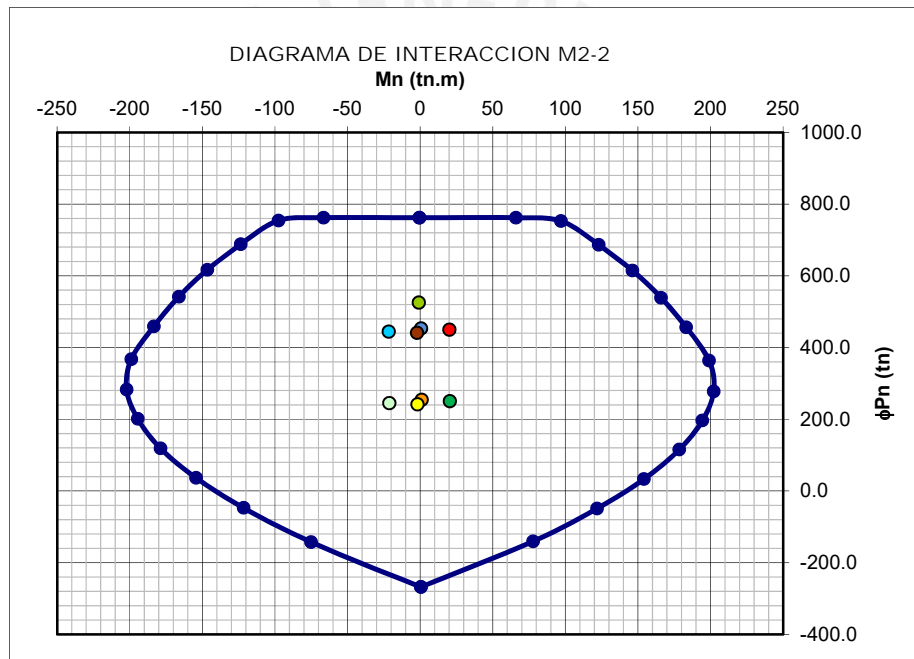


Figura 8.5.-Diagrama de interacción nominal.

Tabla 8.3.- Momento nominal de desarrollo.

	P_u (tn)	Momento Nominal (tnxm)
1.4CM+1.7CV	525.1	170.0
1.25(CM+CV)+CSX	453.0	184.2
0.9CM+CSX	253.7	200.0

Se concluye que el momento nominal máximo es de 200.0 tnxm de la combinación de carga de 0.90CM+CSX, a partir de ello se procederá a calcular la cortante por capacidad.

$$V_U = \frac{2 Mn}{Ln} = \frac{2 * 200}{2.9} = 137.9 \text{ tn}$$

Luego, se procedió a calcular la cortante de la segunda condición:

$$U = 1.25(CM+CV) \pm 2.5 \text{ CS.}$$

Obteniendo del modelo Etabs:

$$V_u = 24 \text{ tn,}$$

Luego se calculó el aporte del concreto considerando la carga axial:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \left(1 + \frac{525.2 * 1000}{140 * 30 * 130} \right) * 30 * 124$$

$$\phi V_c = 47.6 \text{ tn}$$

A partir de estos resultados se verificará el confinamiento sísmico de las columnas.

8.2.2- Confinamiento sísmico de las columnas

La Norma Peruana de Concreto Armado NTP E0.60 establece los requisitos de confinamiento de las columnas para sistema de muros estructurales en el cual propone la distribución que no debe exceder de las siguientes dimensiones:

1. Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro=15.2 cm.
2. La mitad de la menor dimensión de la sección transversal=15 cm
3. 100 mm

Además, define la longitud de confinamiento no debe ser menor que el mayor de las siguientes dimensiones:

1. Sexta parte de la luz libre= 55 cm
2. Mayor dimensión de la sección transversal= 130 cm
3. 50 cm

Entonces, se concluye que se requiere estribos cerrados para confinamiento sísmico 1@0.05, 13@0.10 Rsto 0.25 m.

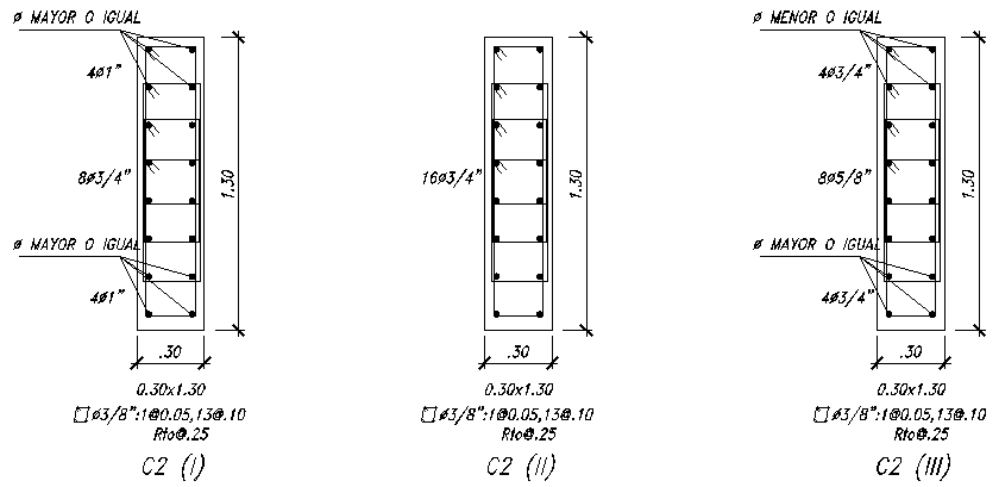
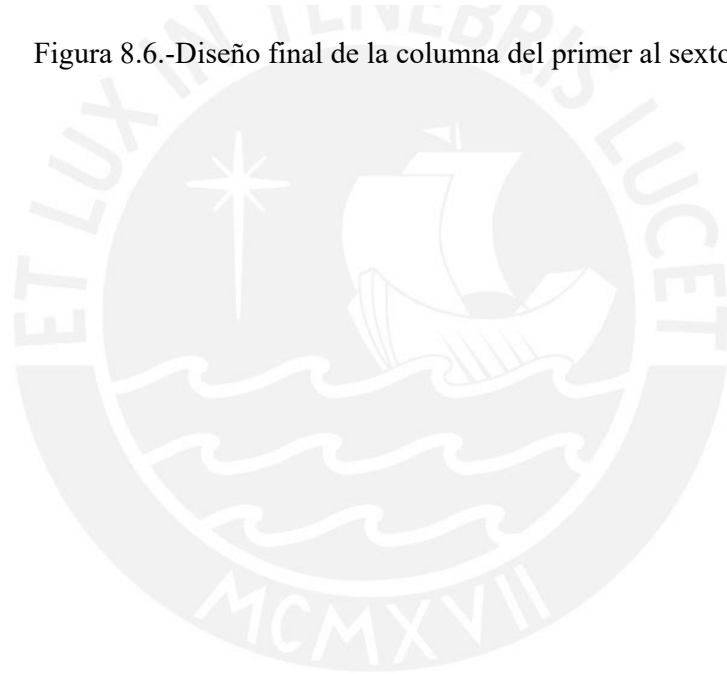


Figura 8.6.-Diseño final de la columna del primer al sexto piso.



CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS

Las placas son elementos estructurales que trabajan bajo cargas verticales de gravedad, cargas horizontales de sismo (fuerzas cortantes) y grandes momentos flectores. Las placas poseen una gran rigidez lateral, por ello tomarán gran parte de las fuerzas sísmicas y controlarán los desplazamientos laterales del edificio.

Para el diseño de las placas se consideró, al igual que en el diseño de las columnas, el diseño por flexo-compresión y el diseño por fuerza cortante.

El refuerzo se coloca para tomar los efectos locales (cargas concentradas) y efectos globales (momentos de sismo).

9.1.- DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño por flexión sigue los lineamientos por el diseño de flexo compresión debido a que los muros son esbeltos, es decir la relación entre la altura y la longitud del muro es mayor que 1. El diseño preliminar del acero en los núcleos se basa como si la placa estuviera en flexión pura, a través de la siguiente expresión:

$$M_u = 1\,850\,000 \text{ kg.m} = \phi(A_s)(f_y)(jd) = 0.9(A_s)(4200\text{kg/m}^2)(0.9 \times 7.75) = 70.1 \text{ cm}^2$$

En conclusión, se utilizará 14 barras de 1" en los núcleos de los bordes de la placa.

Tabla 9.1.- Metrado de cargas para la placa PL-01.

	CM	CV	Sx	Sy
Carga Axial (tn)	306.5	68.3	19.5	21.9
Momento Flector 22 (tnxm)	1.5	0.5	9.9	2.0
Momento Flector 33(tnxm)	43.4	-0.7	250.1	1851.2

Tabla 9.2.- Cargas últimas de diseño.

	Pu (tn)	Mu ₃₋₃ (tn.m)	Mu ₂₋₂ (tn.m)
1.4CM+1.7CV	545.2	59.6	3.0
1.25(CM+CV)+CSX	491.7	350.9	14.3
1.25(CM+CV)-CSX	445.3	-244.1	-9.3
0.9CM+CSX	299.1	336.6	13.1
0.9CM-CSX	252.6	-258.4	-10.5
1.25CM+1.25CV+CSY	495.4	2330.4	5.0
1.25CM+1.25CV-CSY	441.6	-2223.5	0.0
0.9CM+CY	302.8	2316.0	3.8
0.9CM-CSY	248.9	-2237.9	-1.1

Para el refuerzo distribuido, se considerará de acuerdo con la fuerza cortante actuante las siguientes condiciones:

- Si $V_u \leq 0.27\sqrt{f'c} * t * d$, se requiere refuerzo mínimo de cuantía horizontal de 0.002 y una cuantía vertical de 0.0015.
- Si $V_u \geq 0.27\sqrt{f'c} * t * d$, se requiere refuerzo mínimo de cuantía horizontal y vertical de 0.0025.

Para la placa se obtuvo una cortante de $V_u=213$ tn que es mayor a $0.27\sqrt{f'c} * t * d=70$ tn, por ende, se utilizó una cuantía de 0.0025 que se representa con $3/8@0.25$ m para la cuantía horizontal y vertical. Este requisito de cuantía controla el ancho de las fisuras generado por los efectos de corte.

Con la distribución de acero planteado en la figura 9.1, se procederá a realizar el diagrama de interacción de la placa PL1.

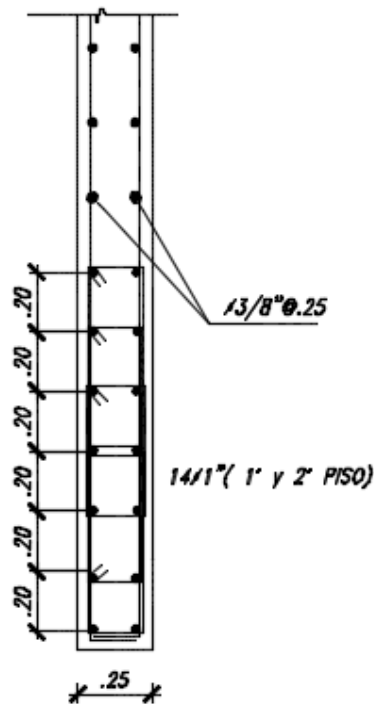


Figura 9.1.-Armadura de un extremo de la placa P1.

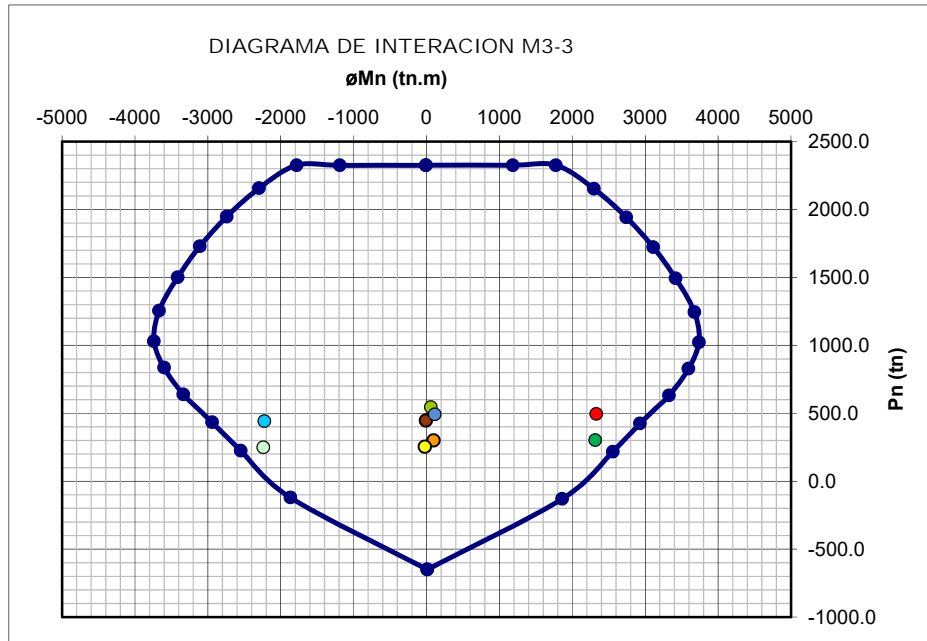


Figura 9.2.-Diseño de interacción de la placa dirección “X-X”.

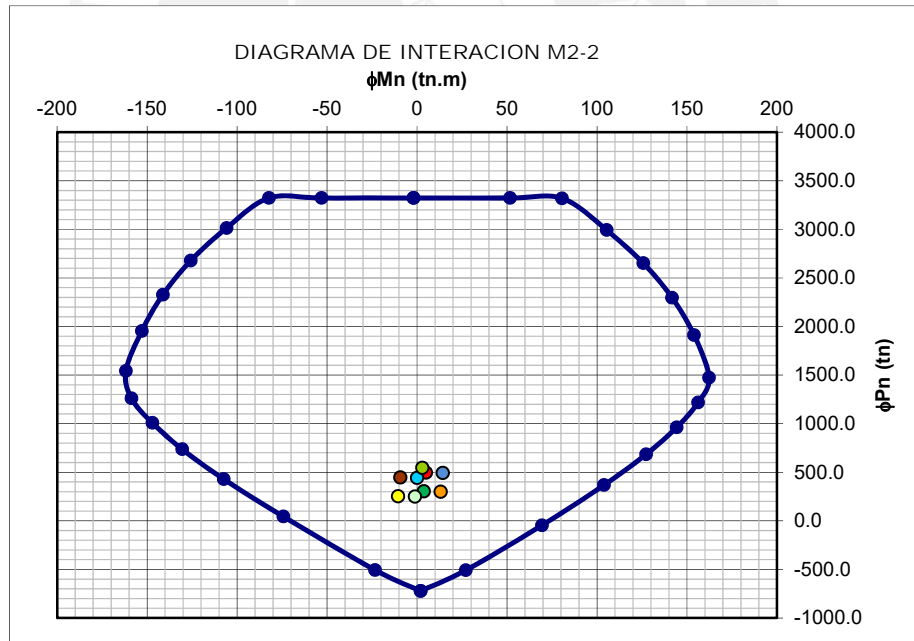


Figura 9.3.-Diagrama de interacción de la placa dirección “Y-Y”.

9.2.- DISEÑO POR CORTE

La Norma establece que la cortante de diseño debe ajustarse a la capacidad en flexión instalada en los muros de corte mediante la siguiente expresión:

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

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificado provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro de corte.

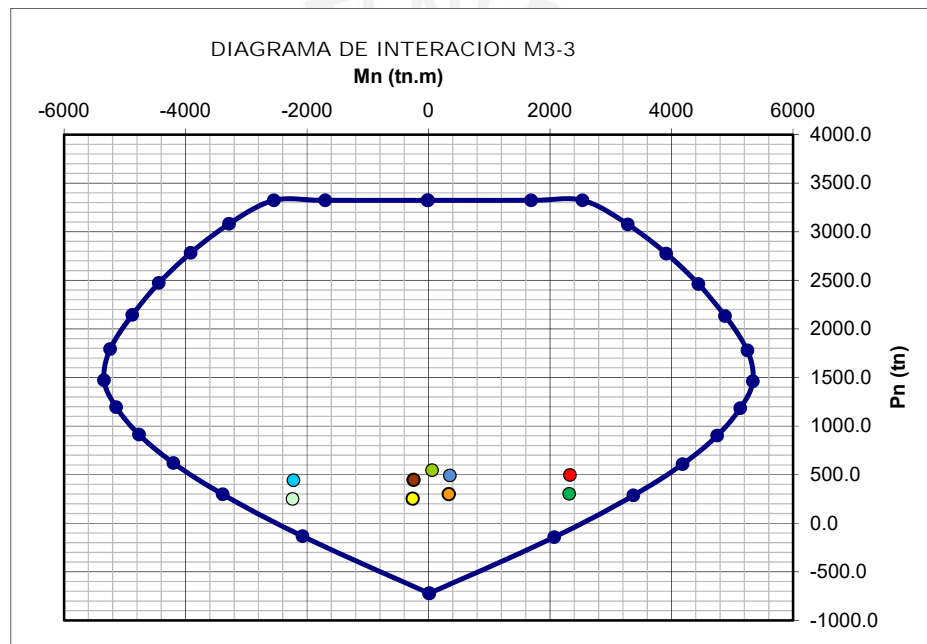


Figura 9.4.-Diagrama de interacción Nominal.

$$V_u = 213 * \left(\frac{3200}{2293} \right)$$
$$V_u = 297 \text{ tn}$$

Calculando el aporte del concreto

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 769 / 1000$$
$$\phi V_c = 125.5 \text{ tn}$$

Luego,

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{0.85} = 201 \text{ tn}$$

Verificando que no exceda el valor máximo de V_n que estipula la Norma:

$$V_n = V_c + V_s = \frac{125.5}{0.85} + 201 = 348 \leq 2.6\sqrt{f'c} * t * d = 724 \text{ tn}$$

Calculando la cuantía horizontal:

$$\rho_h = \frac{v_s}{f_y * t * d}$$
$$\rho_h = \frac{201 * 1000}{4200 * 25 * 769}$$
$$\rho_h = 0.00249$$

Por ende, se utilizó una cuantía de 0.0025 que se representa con 3/8@0.25 para la cuantía horizontal y vertical que corresponde a la cuantía mínima por norma.

9.3.- ELEMENTOS DE BORDE

La Norma peruana de concreto armado establece que los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{l_m}{600 * \left(\frac{du}{h_m}\right)}$$

Donde:

l_m = Longitud del muro

h_m = Altura total del muro

du = Desplazamiento lateral inelástico en el nivel mas alto

El valor de “c” corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño du .

En donde se requiere elementos de borde confinado se debe cumplir con las siguientes condiciones:

- El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor de $(c-0.1l_m)$ o $c/2$.
- En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se debe extender por lo menos 300 mm dentro del alma.
- El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos especificado para columna.
- Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro.
- El espaciamiento no debe exceder al menor entre los siguientes valores:
 - 1.- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - 2.- la menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde
 - 3.- 250 mm

Se procederá a calcular el eje neutro "c" para el punto analizado $P_u=470$ tn la sección neutra se encuentra a una profundidad de $C=1.67$ m.

Se requiere confinar si:

$$c \geq \frac{l_m}{600 * \left(\frac{d_u}{h_m}\right)}$$

$$c \geq \frac{7.75}{600 * \left(\frac{0.0675}{18.6}\right)}$$

$$c \geq \frac{7.75}{600 * (0.005)}$$

$$c \geq 2.58 \text{ m.}$$

En la tabla 9.3, se detalla el resumen de los cálculos parciales del eje neutro para precisar si se requiere confinamiento.

Tabla 9.3.- Elementos de bordes.

Elementos de borde	
lm(m)	7.75
hm(m)	18.6
$\delta u/hm$	0.005
Clímite (m)	2.58
Pu(tn)	495.4
Mu(tnxm)	2330.4
c(m)	1.72
¿Confinar?	No
L confinamiento (m)	1.2

La placa PL-01 en análisis presenta una carga axial $P_u=495.4$ tn, de acuerdo a los límites del eje neutro, no requiere confinamiento en los núcleos de acuerdo a la Norma Peruana de Concreto Armado NTP E.060 debido a que el valor de $c=1.72$ m es menor que 3.55 m, esto cambiaría si la placa presentaría una mayor área tributaria; de esta manera el área de compresión aumentaría. Sin embargo, se ha considerado confinar 1.2 m en cada extremo de la placa como una práctica común en el diseño de las placas.

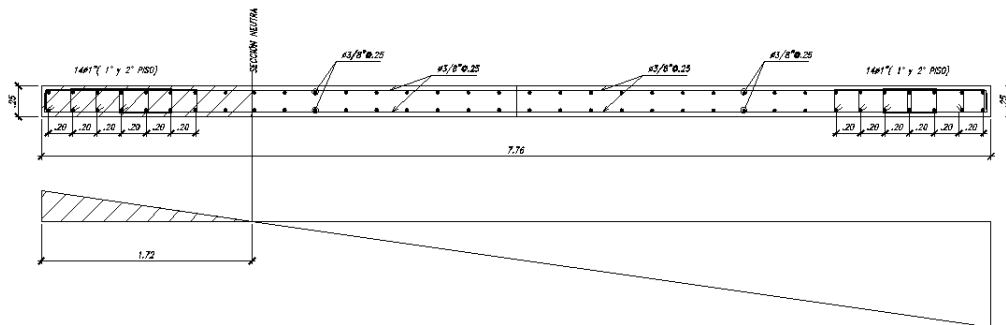


Figura 9.5.-Zona de compresión de la placa PL-01.

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES

El diseño de cimentaciones consiste en calcular las dimensiones de la zapata y diseñar el acero por momento flector y verificar los esfuerzos de corte. Para el diseño de las dimensiones de la zapata se calculará bajo las cargas de gravedad y además se tomará el 80% de la fuerza sísmica de tal forma que presión transmitida sea menor que la resistencia del suelo. Sin embargo, la Norma peruana de concreto armado establece un incremento de 30% en el valor de presión admisible del suelo en el caso que intervenga cargas temporales como son la de sismo.

Datos necesarios del estudio de mecánica de suelos

Perfil de suelo: S1

Presión admisible del suelo = 40 tn/m^2

Peso unitario del suelo = 2.0 tn/m^3

Profundidad de cimentación = 1.5 m

10.1 DIMENSIONES DE LA ZAPATA

Se calculó las dimensiones de la zapata aislada de la columna C2 considerando el metrado de cargas de gravedad y tomando el 80% de la fuerza sísmica de tal manera que no sobrepase la presión admisible del suelo. La primera verificación incluirá solo las cargas de gravedad y la segunda verificación incluirá los efectos del sismo.

En caso de que la excentricidad sea mayor que la sexta parte del lado de la zapata, se asumirá la distribución de presiones según indica la teoría de Meyerhoff.

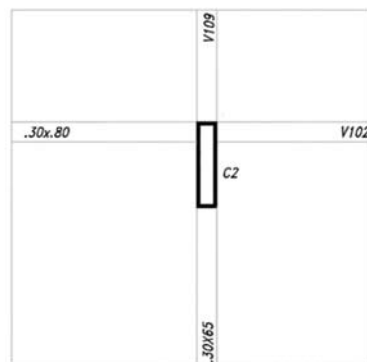


Figura 10.1.-Dimensionamiento de la zapata para la columna C2 0.30x1.30m.

Tabla 10.1.- Metrado de cargas de la columna C2-0.30x1.30.

	CM	CV	Sx	Sy
Carga Axial (tn)	275.0	82.4	6.2	2.3
Momento flector 22 (tnxm)	-0.3	-0.2	1.4	17.2
Momento flector 33 (tnxm)	0.8	0.3	3.2	0.4

Primera verificación por cargas de gravedad, se ha considerado 5% para la estimación del peso de la zapata:

$$\sigma_{suelo} = \frac{P_p + Cm + Cv}{Area}$$

$$40 \text{ tn/m}^2 = \frac{(275.0 \text{ tn} + 82.4 \text{ tn}) \times 1.05}{A}$$

$$A = 8.9 \text{ m}^2$$

Entonces la sección de zapata asumida será asumida de 2.60x3.60 m que corresponde a 1.15m de volado en ambas direcciones de la columna. La siguiente verificación será por la condición de sismo, para ello se trabajará con el 80% de carga de sismo de acuerdo con la Norma de Concreto Armado para la dirección más crítica (M22).

Calculando la excentricidad de la carga:

$$\text{Excentricidad} = 17.2 * 0.8 \text{ tnxm} / 357.4 \text{ tn} = 0.04 \text{ m} < 3.55/6$$

Como la carga excéntrica está dentro del núcleo central, se procederá a calcular los esfuerzos del suelo mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_{suelo} = \frac{Cm + Cv + Pp}{A} + \frac{6M}{LxB^2}$$

$$\sigma_{suelo} = \frac{(275 \text{ tn} + 82.4 \text{ tn} + 0.7 * 2.4 * 2.6 * 3.55)}{2.60 * 3.60} + \frac{6 * 17.2 * 0.8}{2.60 * 3.60^2} \leq \sigma_{suelo} * 1.3$$

$$\sigma_{suelo} = 42.3 \text{ tn/m}^2 \leq 52 \text{ tn/m}^2$$

Los esfuerzos de la zapata es de 42.3 tn/m² menor al admisible 52 tn/m², entonces se concluye que los esfuerzos que transmite la columna son adecuados. Luego, se calculó las presiones máximas últimas para proceder el diseño por corte.

Tabla 10.2.- Esfuerzo en la zapata por cada combinación.

	Esfuerzo
1.4CM+1.7CV	59.3 tn/m ²
1.25(CM+CV) +CS	53.3 tn/m ²
0.9CM+CS	31.1 tn/m ²

El esfuerzo último para el diseño de la zapata es de 59.3 tn/m² proveniente de la combinación de 1.4CM+1.7CV.

10.2 DISEÑO POR CORTE

Para el diseño de corte de la zapata se tomará en consideración el comportamiento de la zapata en una y en dos direcciones. El corte en una dirección está asociado al corte por flexión mientras el corte en dos direcciones está asociado al punzonamiento.

10.2.1 CORTE POR FLEXIÓN

A continuación, se calculó la cortante de diseño a partir del esfuerzo último para la dirección X-X y la dirección Y-Y.

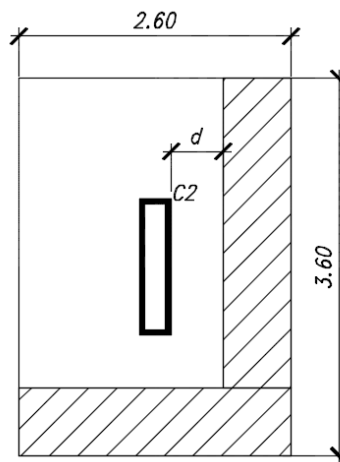


Figura 10.2.-Secciones críticas por corte por flexión.

$$V_{ux}=59.3*3.60*(1.15-0.60)=117.4 \text{ tn}$$

$$V_{uy}=59.3*2.60*(1.15-0.60)=84.8 \text{ tn}$$

La resistencia suministrada al corte por flexión

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

Donde:

b_w = ancho de la sección analizada

d = Peralte efectivo de la cimentación

$$\phi V_{xc} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times 360 \times 60 = 141 \text{ tn}$$

$$\phi V_{yc} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times 260 \times 60 = 101.8 \text{ tn}$$

Se concluye que el peralte de 0.70m en la zapata es adecuado para resistir los esfuerzos de corte por flexión.

10.2.2 CORTE POR PUNZONAMIENTO

A continuación, se verificó el cortante por punzonamiento, la fuerza cortante última por punzonamiento se calcula a partir de la siguiente expresión:

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

Donde el área de la sección crítica se puede apreciar en la siguiente figura 10.3.

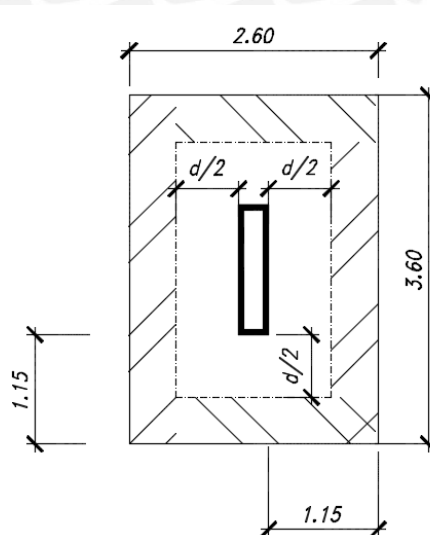


Figura 10.3.-Secciones críticas por corte por punzonamiento.

$$V_u = 59.3 * (2.60 * 3.60 - 0.90 * 1.90)$$

$$V_u = 453.6 \text{ tn.}$$

La resistencia suministrada al corte por punzonamiento:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Donde:

b_o = Perímetro de la sección crítica

d = Peralte efectivo de la cimentación

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{210} \times 560 \times 60$$

$$\phi V_c = 455.2 \text{ tn}$$

10.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión se realizó considerando las dos direcciones teniendo como sección crítica al borde de la columna o placa considerando como una viga en volado.

$$M_u = \frac{\sigma_u * B * l^2}{2}$$

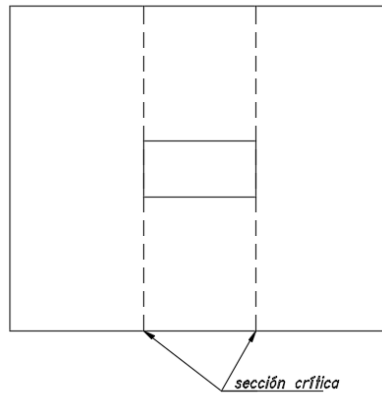


Figura 10.4.-Secciones críticas por flexión.

$$M_u = \frac{59.3 * 1.0 * 1.15^2}{2}$$

$$M_u = 39.2 \text{ tnxm}$$

Tabla 10.3.- Diseño de acero de la zapata.

Mu	39.2 tnxm
b	100 cm
d	60 cm
Ku	10.8
Cuantía	0.30%
As	18 cm ² =Ø3/4"@0.15m

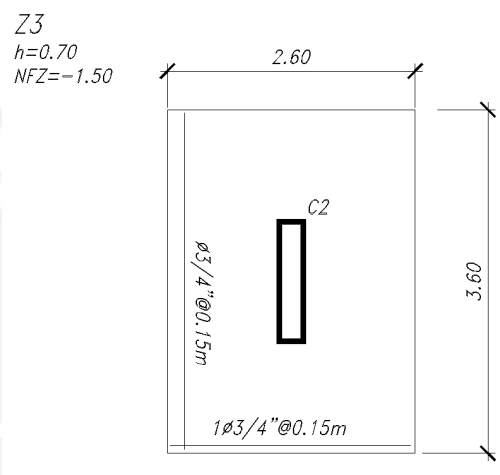


Figura 10.5.-Diseño Final de la zapata.

CAPÍTULO 11: DISEÑO DE ESCALERA

En el presente capítulo se realizó el diseño de la escalera a partir de los diagramas de momento flector último y de fuerza cortante.

11.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se identificó las secciones críticas en las escaleras que se presenta a continuación:

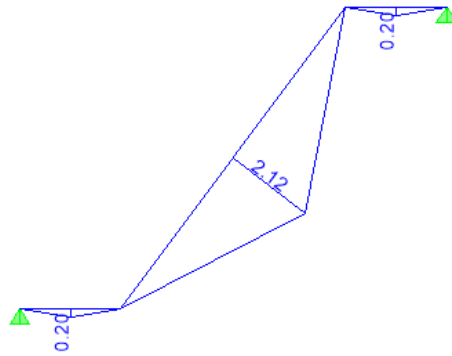


Figura 11.1.-Envolvente de diagrama de momento flector.

Tabla 11.1.- Diseño por momento flector.

	MOMENTO FLECTOR POSITIVO	
	M+/M-	2.12 tnxm
b	100 cm	100 cm
d	17 cm	17 cm
Ku	7.34	0.69
ρ	0.20%	0.18%
As	3.4 cm ²	3.4 cm ²
As colocado	$\emptyset 3/8@0.20$	$\emptyset 3/8@0.20$

11.2 DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por fuerza cortante se verificará que el espesor de la garganta de la escalera es adecuado para resistir los esfuerzos de corte.

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

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

$$\phi V_c = 11 \text{ tn.}$$

Se concluye que la sección de la escalera es resistida de forma adecuada las solicitaciones de corte.

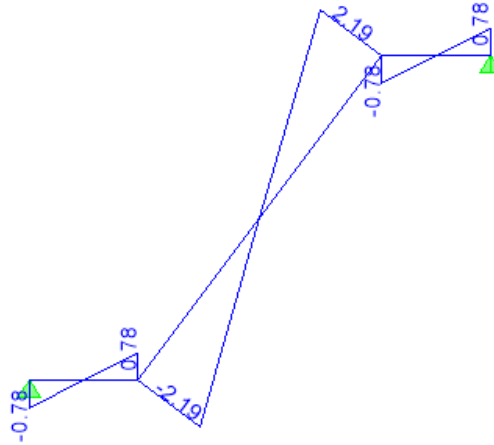


Figura 11.2.-Diagrama de fuerza cortante.

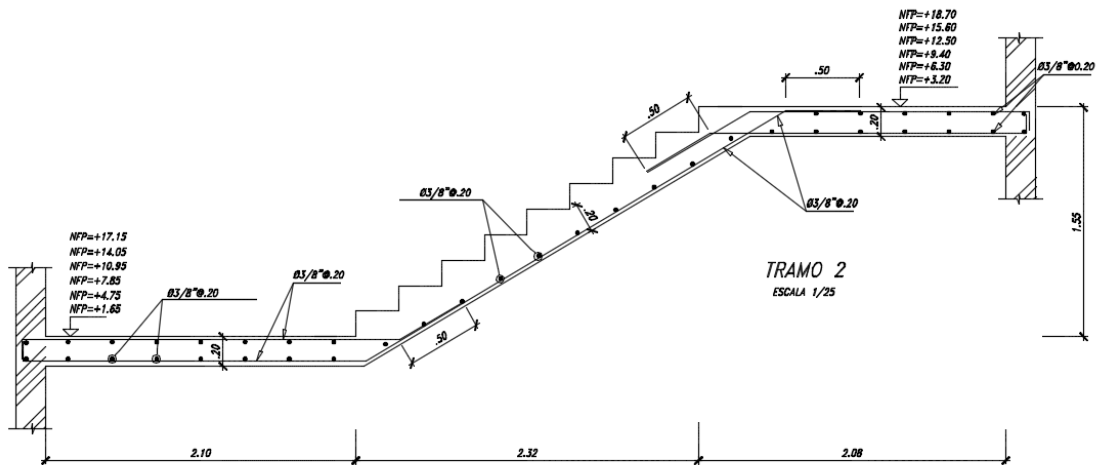


Figura 11.3.-Diseño de la escalera de evacuación tramo 2.

CAPÍTULO 12: CONCLUSIONES

ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

- La estructuración planteada cumple con los requisitos de la Norma Sismorresistente (NTP E 0.30), la distribución en planta de las placas y columnas del proyecto presenta irregularidad torsional que es admitido por la Norma Sismorresistente (NTP E 0.30).
- El pre dimensionamiento de los elementos estructurales como las losas, vigas, placas y columnas fue adecuado porque se obtuvo que las cargas actuantes no sobre esfuercen las secciones de los elementos estructurales, las cuantías fueron adecuadas para evitar congestión de refuerzo y se controló las deflexiones de elementos horizontales como son las vigas y losas con las dimensiones propuesta.

ANÁLISIS SÍSMICO Y DE GRAVEDAD

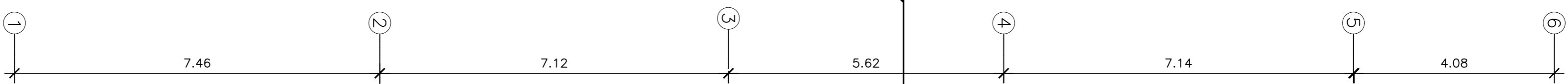
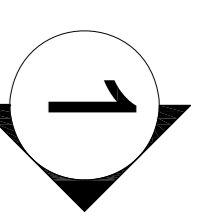
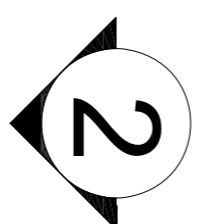
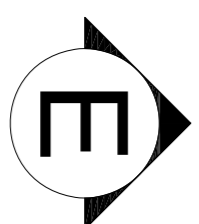
- El proyecto presenta un comportamiento adecuado ante solicitaciones sísmicas, las derivas son de 6.1 ‰ en la dirección “X-X” y de 2.7‰ en la dirección Y-Y menores al límite permitido de 7‰ para edificaciones de concreto armado.
- El edificio presentará tendencia a torsionarse en el modo 02 debido a que de acuerdo al análisis modal existe una participación de “RZ” de 67.78% al giro.
- Se obtuvieron resultados similares en el análisis de cargas de gravedad entre el modelo simplificado de la viga de pórtico con sus columnas empotrado en sus extremos y el modelo matemático obtenido del ETABS.
- El modelo adoptado para las losas aligeradas en dos direcciones se obtuvo solicitaciones de momento flector similares al calcular por lo estipulado por la Norma Peruana de Concreto Armado (NTP E 0.60).
- El metrado de cargas de gravedad de los elementos verticales como las placas y las columnas fueron similares al resultado obtenido del ETABS.
- Los resultados que se obtuvieron del análisis espectral se escaló para llegar al 90% de las fuerzas cortantes basales del análisis estático. Estos factores fueron de 1.19 y 1.23 en la dirección X e Y respectivamente.

DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

- El diseño del refuerzo de las columnas se rige bajo la combinación de cargas de gravedad debido a que gran parte de las fuerzas sísmicas es resistida por las placas. La cuantía de acero de diseño fue de mínimo de acuerdo a norma 1% para la mayoría de columnas.
- El cálculo del confinamiento de los elementos de borde para las placas no es requerido por la Norma Peruana de Concreto Armado NTP E 0.60. Sin embargo, se confinó la sexta parte de la longitud de la placa como una buena práctica de diseño.
- Las deflexiones en las vigas son mayores a la permitida debido a que tiene luces considerables de aproximadamente 7.0m, por ello de acuerdo a los cálculos obtenidos se concluye que requiere una contraflecha de 3cm.
- Las dimensiones de las zapatas de las columnas se rigen básicamente las solicitaciones de gravedad, mientras que para las placas se rigen por las solicitaciones sísmicas, por ende, para este caso se utilizó el modelo de distribución de presiones de Meyerhoff debido a las tracciones que pueda presentar. Para este caso de las zapatas de las placas fue necesario volados de la zapata de dimensiones considerables para poder reducir la excentricidad.
- En el cálculo de acero del núcleo de las placas, se concluye que se estimó satisfactoriamente con la expresión mediante la siguiente expresión $M_u = \phi(A_s)(f_y)(jd)$ que se asume que la placa se encuentra en flexión pura, de esta manera esto puede servir para próximos dimensionamiento de refuerzo en el núcleo de manera rápida.

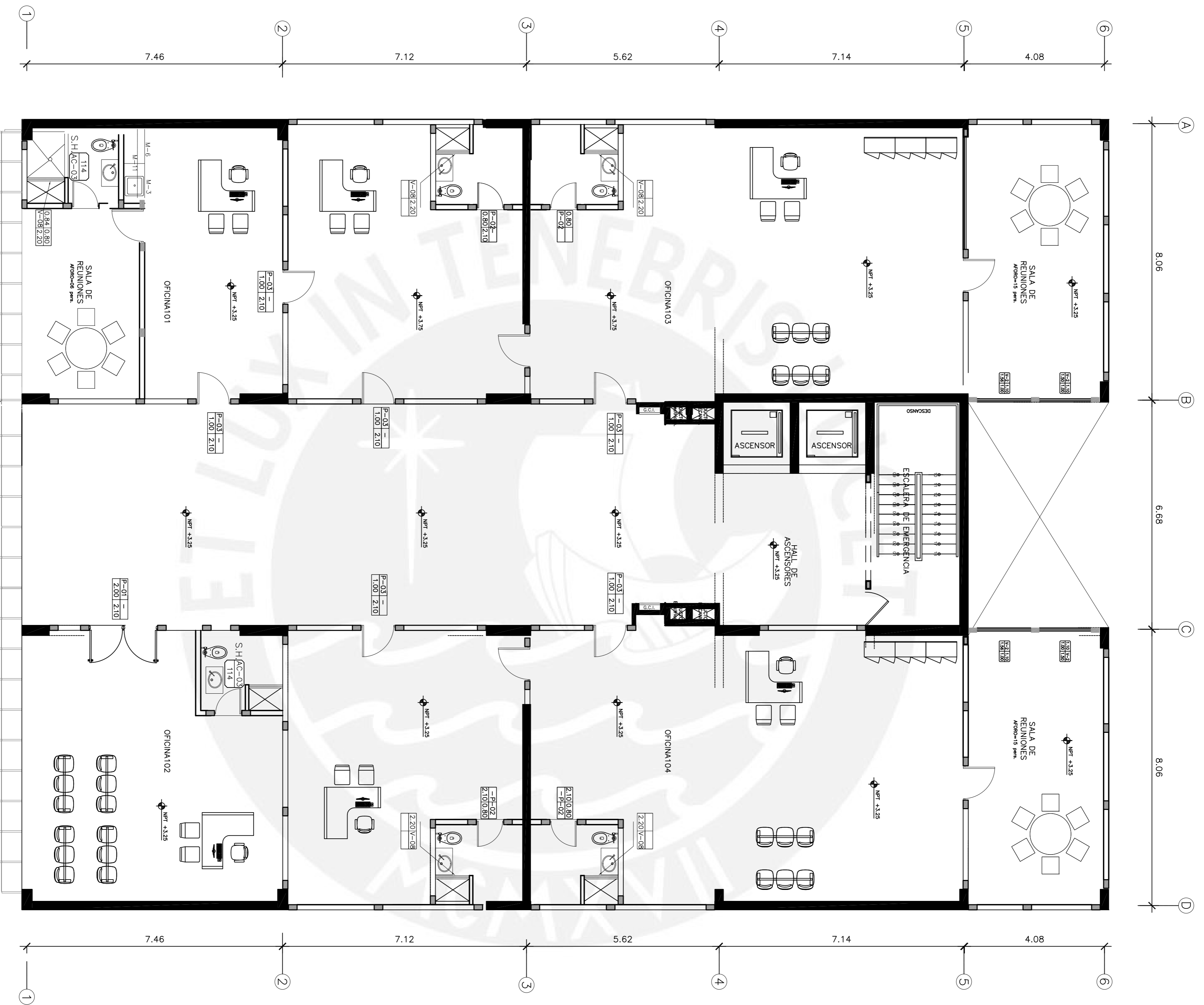
BIBLIOGRAFIA

- De Izcue. A & Taboada. J (2009) Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras, PUCP Lima.
- Mc Corman.J & Csernak.P (2010) DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. Mexico pp 41.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saniamiento (2009) NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.060 CONCRETO ARMADO. LIMA- PERÚ. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saniamiento (2009) NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.020 CARGAS. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Muñoz Peláez, Alejandro. (1999). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Ottazzi Pasino, Gianfranco. (2016). Apuntes del curso Concreto Armado 1. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP pp 132.
- Salinas. R (2010) Modelamiento de estructuras mediante programas de cómputo, CISMID UNI Lima.




PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

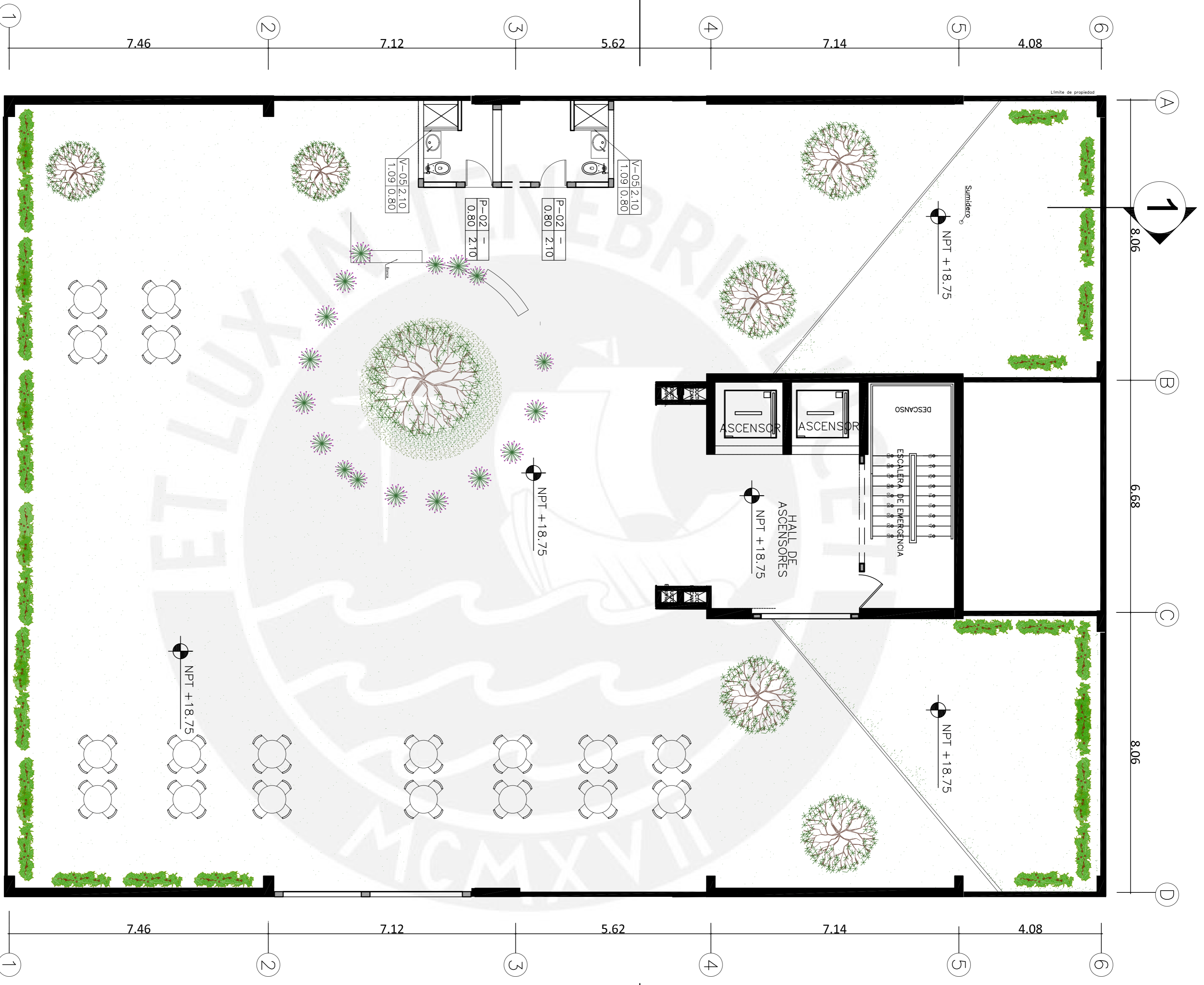
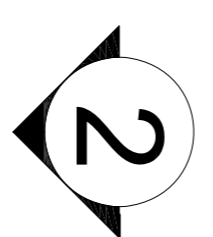
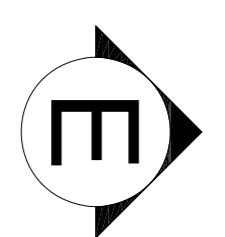
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		A-01	
Proyecto:	EDIFICIO DE OFICINAS DE 8 NIVELES	Ubicación:	DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA
Piso:	ARQUITECTURA PRIMER NIVEL	Escala:	1/75
Dibujo:	J&P	Fecha:	Julio 2020



PISO TÍPICO 2do al 5to Piso

 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>		<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	
<p>Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES</p>		<p>A-02</p>	
<p>Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA</p>		<p>Escala: 1/75</p>	
<p>Piso: ARQUITECTURA PISO TÍPICO</p>		<p>Fecha: Julio 2020</p>	
<p>Dibujo: J&P</p>			

Jorge Luis Pomar Allaga



AZOTEA
+18.75



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATOLICA
DEL PERU

Jorge Luis Forma Allaga

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA
DEL PERU

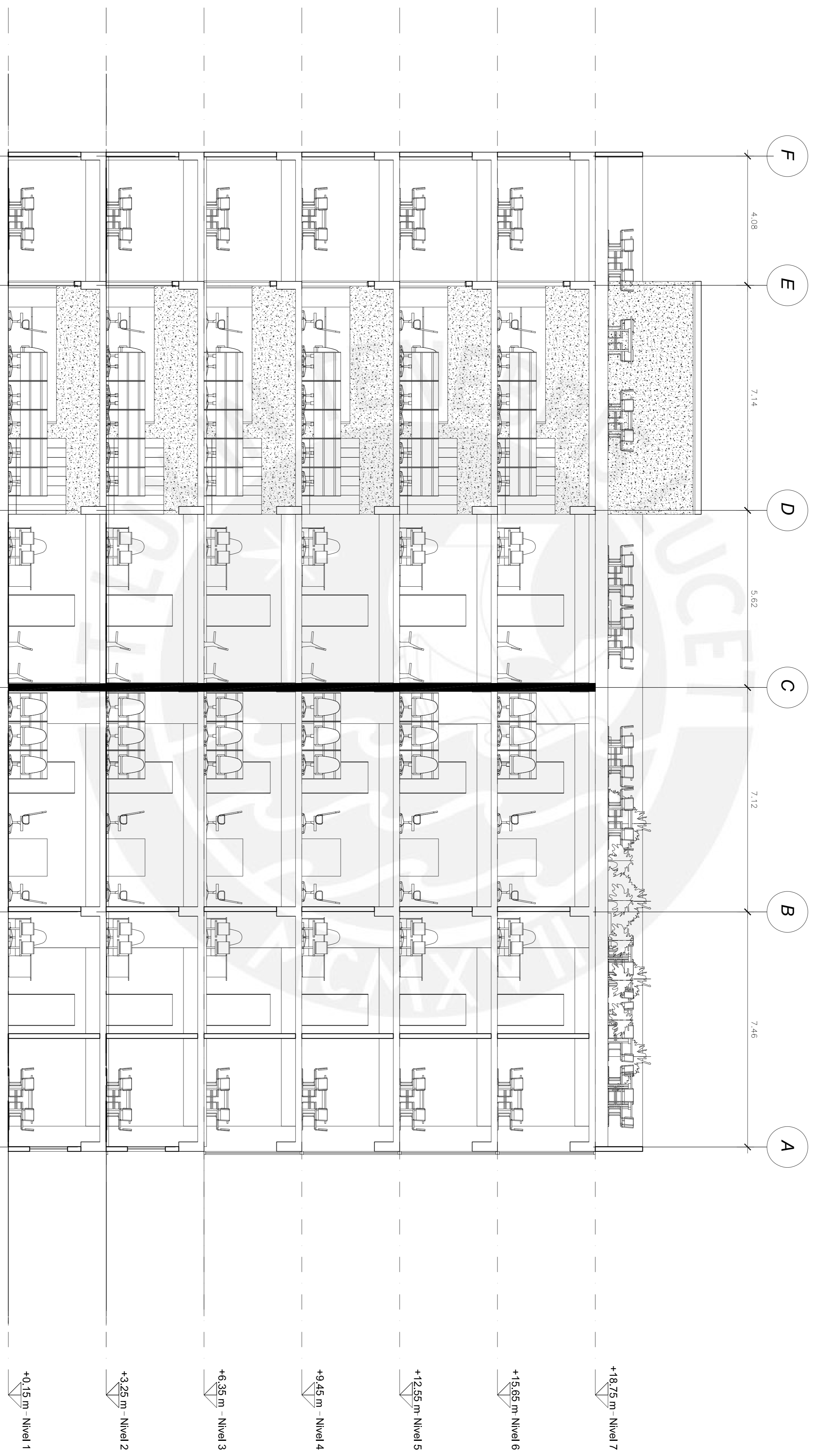
Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 8 NIVELES
Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA

Plano: ARQUITECTURA
AZOTEA


A-03

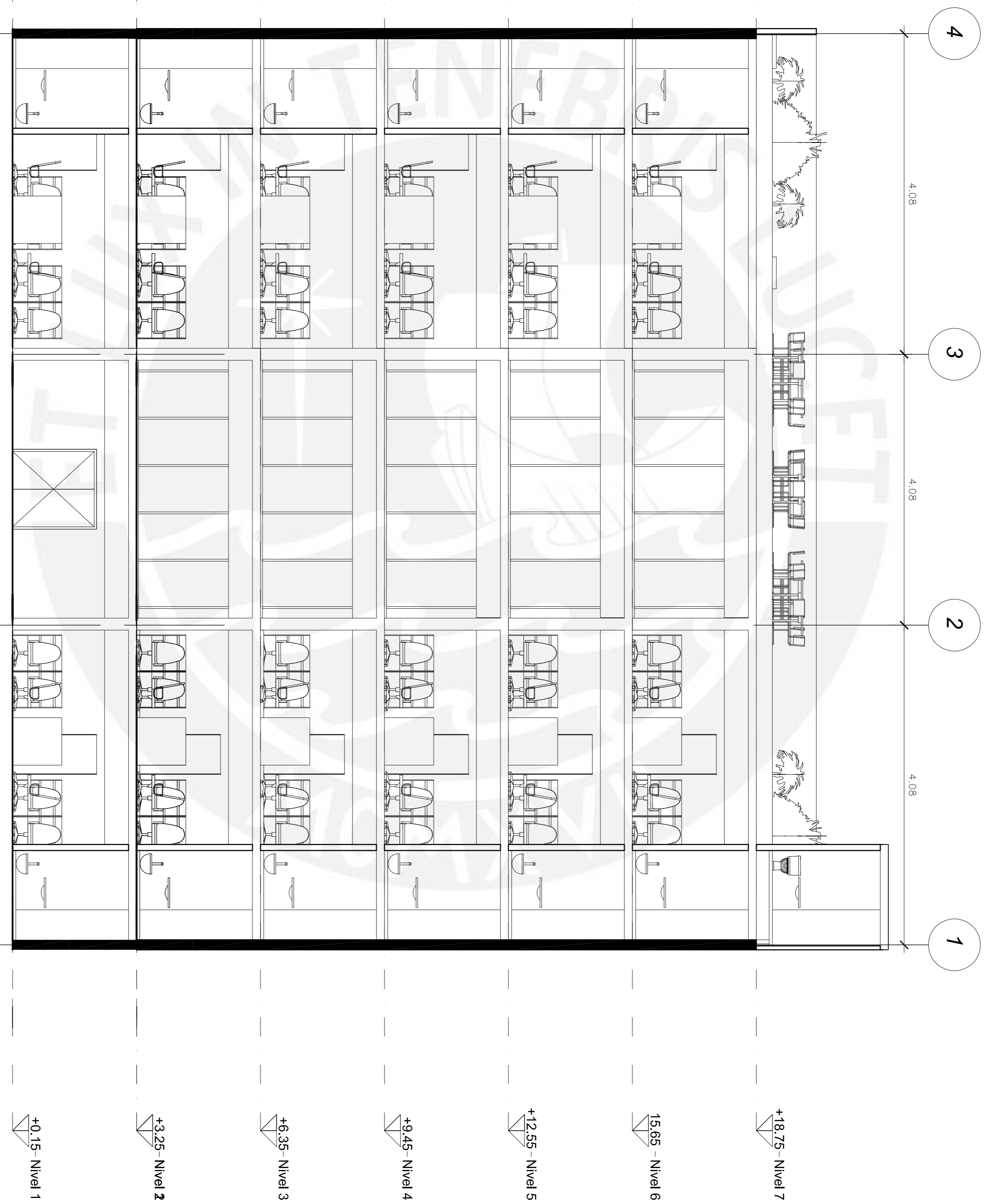
Escala: 1/75
Fecha: Julio 2020

Dibujo: J&P




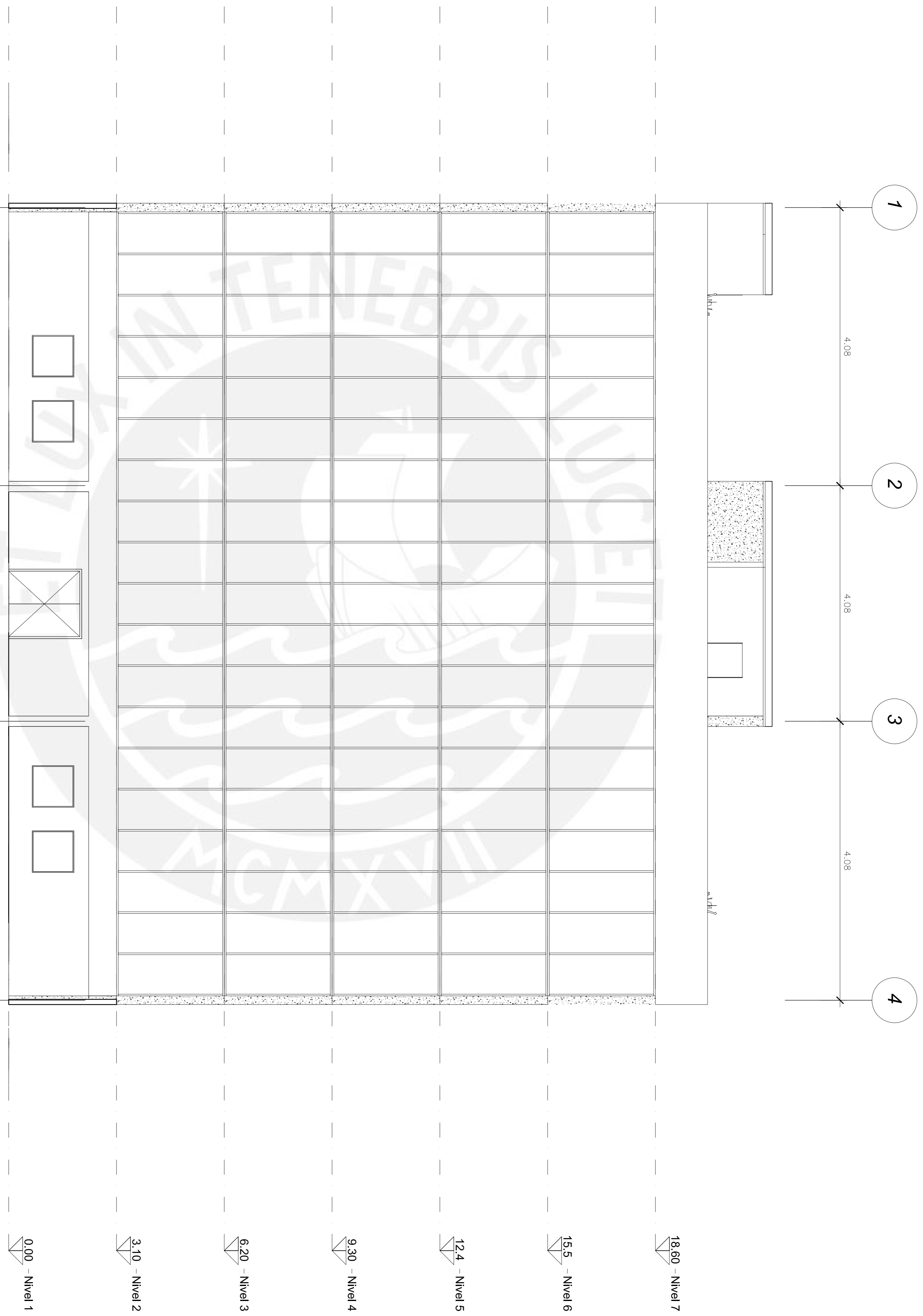
CORTE 1-1


 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>		<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	
<p>Proyecto: EDIFICIO DE ORIGINALES DE 8 NIVELES</p>		<p>Escala: 1/75</p>	
<p>Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA</p>		<p>Fecha: Julio 2020</p>	
<p>Plano: ARQUITECTURA</p>		<p>Dibujo: J&P</p>	
<p>CORTE 1-1</p>		<p>A-04</p>	



CORTE 2-2

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		A-05
	Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 8 NIVELES	Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA, REGION LIMA	
Pínon: ARQUITECTURA	CORTE 2-2	Dibujo: JAP	Fecha: Julio 2020
Jorge Luis Pomar Allaga			



 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>		<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	<p>A-06</p>
<p>Proyecto: EDIFICIO DE ORIGINALES DE 8 NIVELES</p> <p>Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA, REGIÓN LIMA</p> <p>Plano: ARQUITECTURA ELEVACION DE FACHADA</p>			
<p>Dibujo: J&P</p>		<p>Fecha: Marzo 2020</p>	

Jorge Luis Poma Alajga

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE CONCRETO ARMADO CON TECHO VERDE

RELACION DE PLANOS	
E-01	ESPECIFICACIONES TECNICAS + RELACION DE PLANOS
E-02	ALIMENTACION
E-03	DETALLE DE ALIMENTACION
E-04	CUADRO DE COLUMNAS
E-05	DETALLE DE PLACAS (I)
E-06	DETALLE DE PLACAS (II)
E-07	DETALLE DE PLACAS (III)
E-08	DETALLE DE PLACAS (IV)
E-09	ENCORRADO TÍPICO
E-10	ENCORRADO AZOTEA
E-11	VIGAS ENCORRADO TÍPICO (I)
E-12	VIGAS ENCORRADO TÍPICO (II)
E-13	VIGAS DE AZOTEA (I)
E-14	VIGAS DE AZOTEA (II)
E-15	ESCALERA DE EMERGENCIA

EMPALMES EN COLUMNAS Y PLACAS LOCALIZACION Y LONGITUD

VALORES DE E (cm)

VALORES DE E (cm)	VALORES DE E (cm)
210	210
35	35
45	45
60	60
70	70
120	120
245	245

NOTAS:
1.- REALIZAR LOS EMPALMES EN EL TERCIPO CENTRAL DE LA ALTIMA LIBRE DE LA COLUMNA.
2.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA SECCION.
3.- EN CASO DE COCER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME SEGUN EL DOCUMENTO DE ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL PROYECTO.
4.- EN CASO DE AUMENTAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE UNA MISMA SECCION COLOCAR ESTIBOS CENTRADOS A UN ESPACIAMIENTO MAYORO DE 10cm. EN TODA LA LONGITUD DEL EMPALME.

EMPALMES PARA VIGAS APOYADAS SOBRE COLUMNAS Y PLACAS LOCALIZACION Y LONGITUD

VALORES DE E (cm)

VALORES DE E (cm)	VALORES DE E (cm)
210	210
35	35
45	45
60	60
70	70
120	120
245	245

NOTAS:
1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE UNA SECCION
2.- EN CASO DE NO EMPALMASE EN LAS ZONAS MENCIONADAS O CON LOS 50% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
3.- COLOCAR ESTIBOS ADICIONALES 45/9" Ø10 EN TODA LA LONGITUD DEL EMPALME.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ (CEMENTOS COMIDOS DE BARBORES).
 $f_y = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (ZAPATAS, VIGAS DE CIMENTACION, PLACAS, COLUMNAS, MUROS DE CIMENTACION, OSTENIA, ESCALERAS, VIGAS PERALTIAS, VIGAS CHINAS, LOSAS ALBERADAS Y LOSAS MACIZAS).
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
CEMENTO TIPO I

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS Y CIMENTOS 7 cm.
MUROS DE CIMENTACION Y VIGAS DE CIMENTACION 5 cm.
COLUMNAS, COLUMNAS DE AMARRE Y VIGAS PERALTIAS 4 cm.
ALBERADOS, LOSAS MACIZAS, VIGAS CHINAS Y VIGAS SOLEAS 2 cm.
PLACAS Y ESCALERAS 2 cm.

PARAMETRO DE SUELO

1. PRESION ADMISIBLE: $q_{ad} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$
2. PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: $l_f \text{ min} = - 1.50 \text{ m}$.

EMPALMES EN MUROS Y OTROS ELEMENTOS DETALLE TÍPICO DE ESTIBOS

VALORES DE E (cm)

VALORES DE E (cm)	A	R (min.)
60mm	80mm	15mm
3/8"	100mm	20mm
1/2"	150mm	25mm

NOTA: NO EMPALMAR MAS DEL 50% DE AREA TOTAL EN UNA SECCION

LONGITUD DE GANCHOS EN VIGAS Y VIGUETAS

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

BARRA	db (cm)	Ldg (cm)	R (min.)
3/8"	0.20	15	20
1/2"	0.50	25	30
5/8"	1.27	30	40
3/4"	1.91	40	50
1"	2.54	50	

DETALLE DE AMARRE DE COLUMNETAS EN ALABALIERA Y JUNTA DE SEPARACION ENTRE COLUMNA DE AMARRE Y PLACA O COLUMNA

DETALLE DE AMARRE DE COLUMNETAS EN ALABALIERA Y JUNTA DE SEPARACION ENTRE COLUMNA DE AMARRE Y PLACA O COLUMNA

PARAMETROS SISMORESISTENTES

- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE
MUROS ESTRUCTURALES (EN AMBAS DIRECCIONES)
- PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA
- PERIODO DIRECCION XX: $T_{m1} = 0.51 \text{ seg}$
- PERIODO DIRECCION YY: $T_{m2} = 0.30 \text{ seg}$
- PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO
- FACTOR DE ZONA (ZONA 4): 2.0-4.5g
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1): $S_1 = 1.00$, $\rho(S1) = 40^\circ$
- FACTOR DE REDUCCION (CAL. 0): $R = 4.00$
- FACTOR DE REDUCCION: $R = 4.00$ (REGULADO POR NORMAS)
- CORTANTE BASAL
- CORTANTE ESTADICA DIRECCION XX: $V_{EXX} = 800 \text{ kn}$
- CORTANTE ESTADICA DIRECCION YY: $V_{EYY} = 1020 \text{ kn}$
- CORTANTE DINAMICA DIRECCION XX: $V_{DXX} = 603 \text{ kn}$
- CORTANTE DINAMICA DIRECCION YY: $V_{DYY} = 746 \text{ kn}$
- DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL Y MAXIMO RELATIVO AL ENTRESO
- ULTIMO NIVEL: $d_u = 7.77 \text{ cm}$
- MAXIMO DE ENTRESO: $d_u/h = 0.0082$
 $= 8.0 \text{ cm}$
- JUNTA SISMICA

**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATOLICA
DEL PERU**

Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES

Ubicacion: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA

Pomo: ESTRUCTURAS TECNICAS

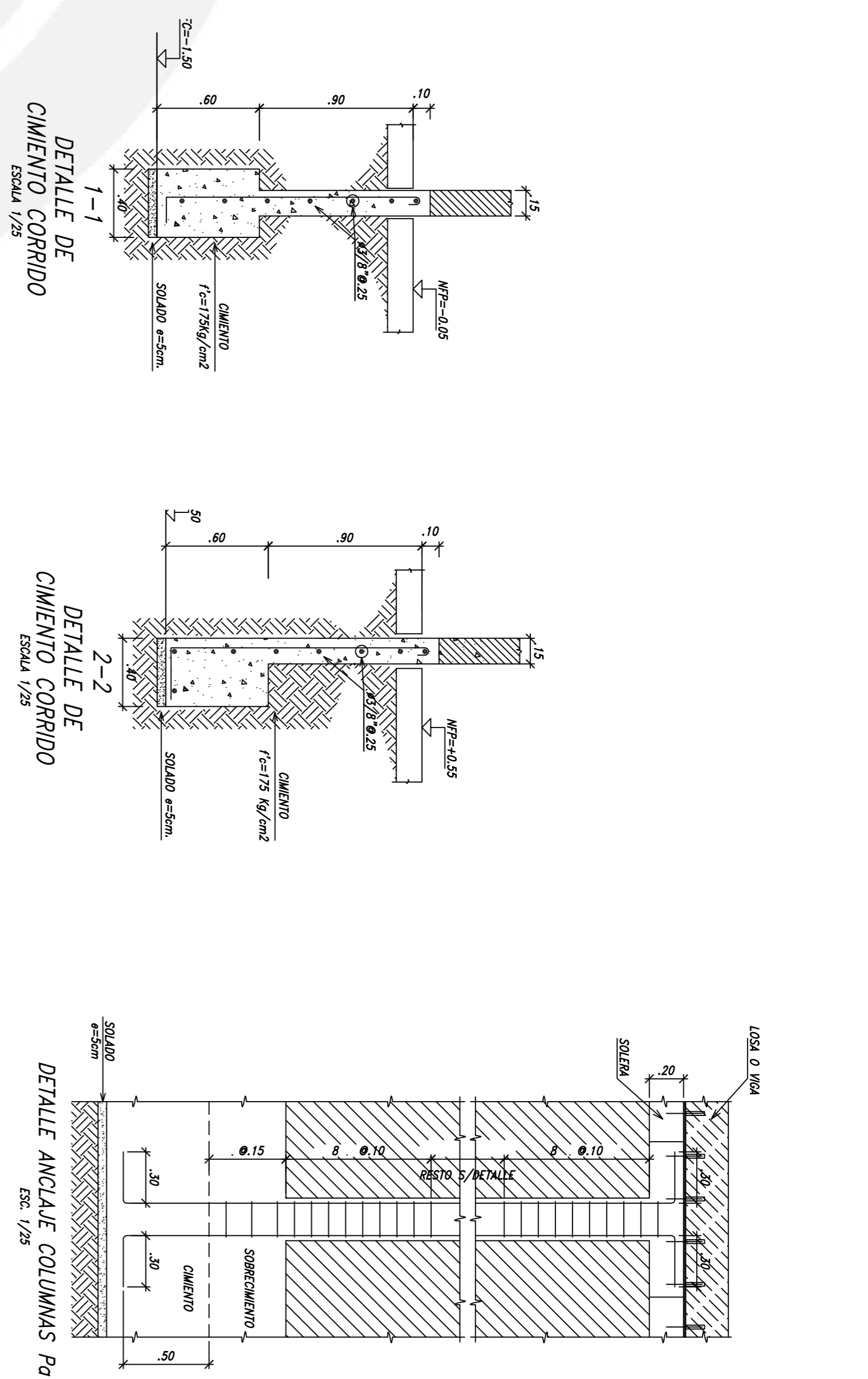
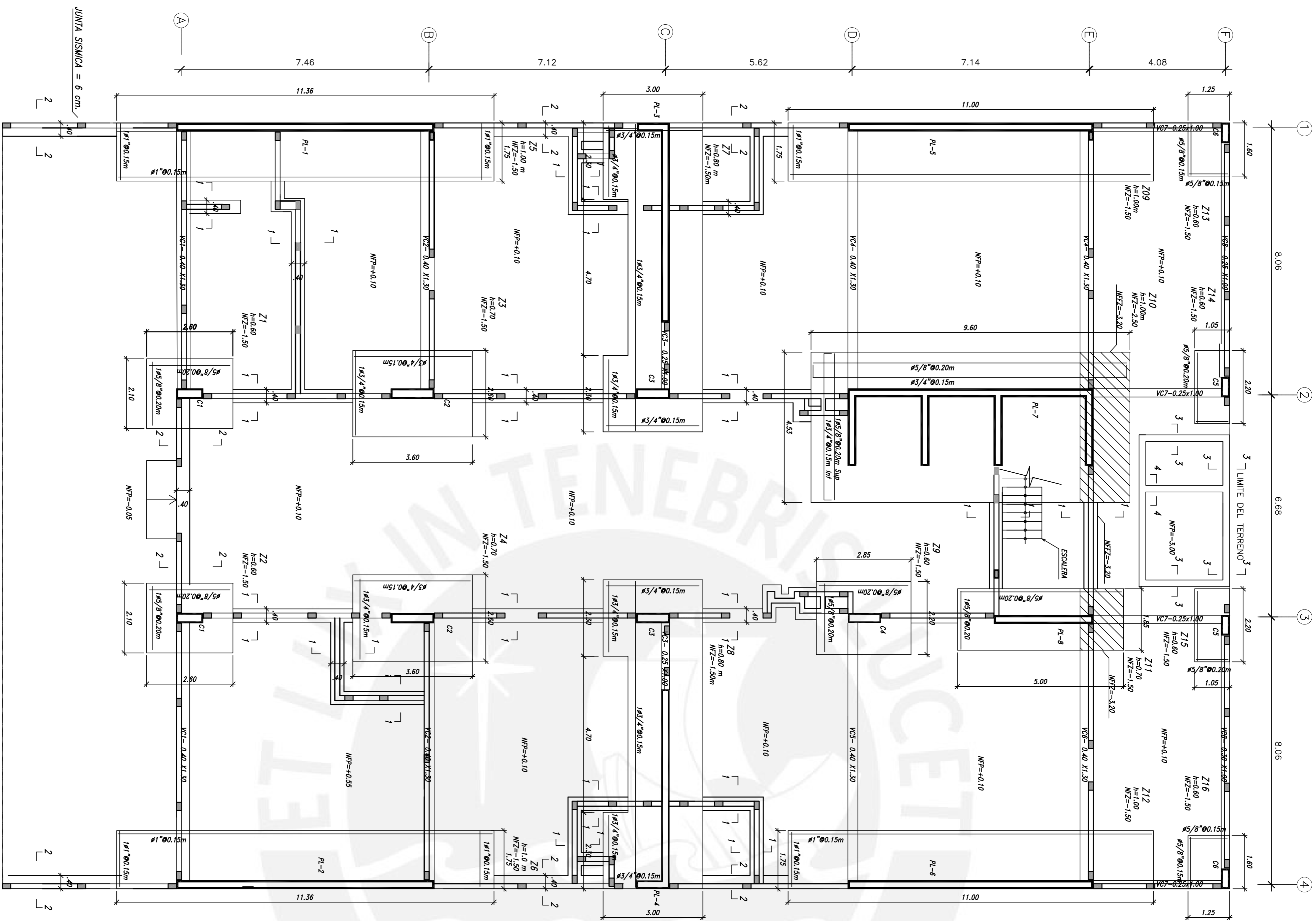
Dibujos: J&P

Lima

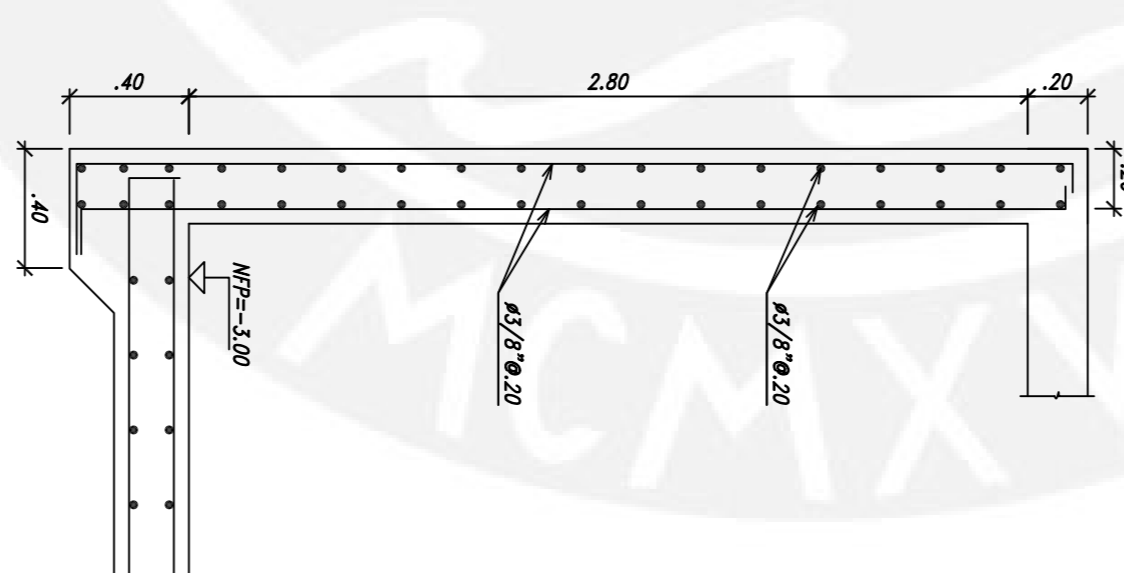
E-01

Escala: 5/1

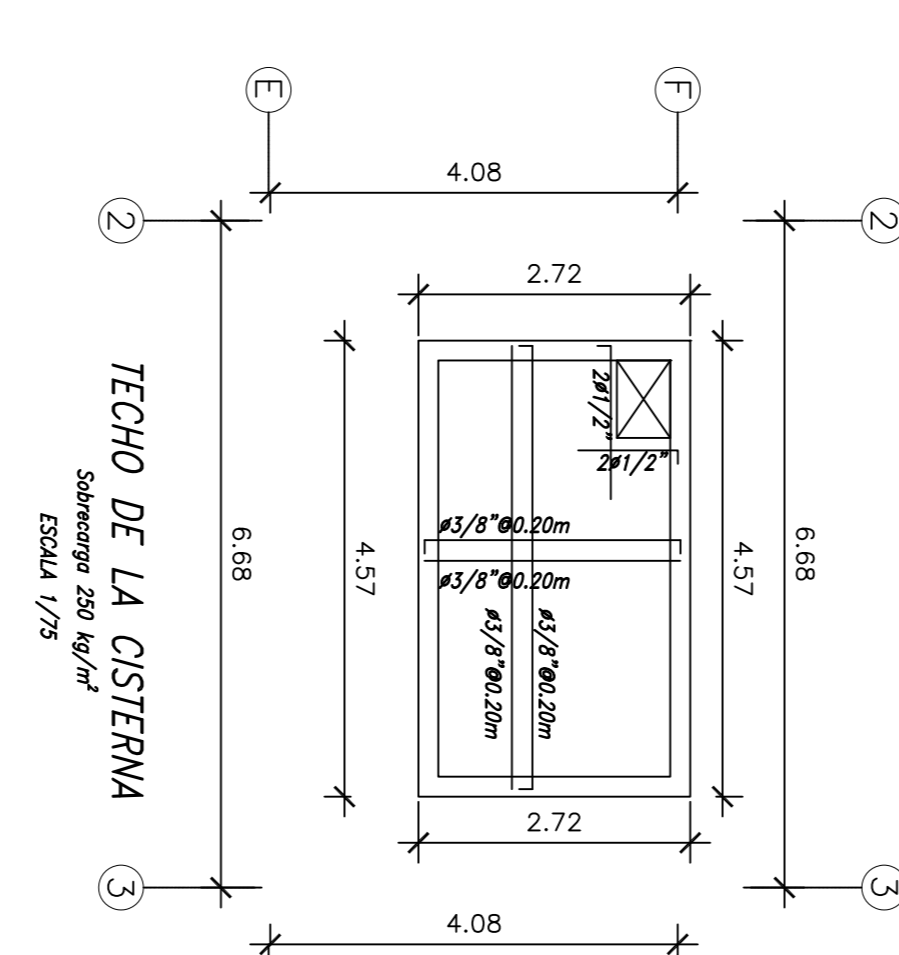
Fecha: Junio 2020



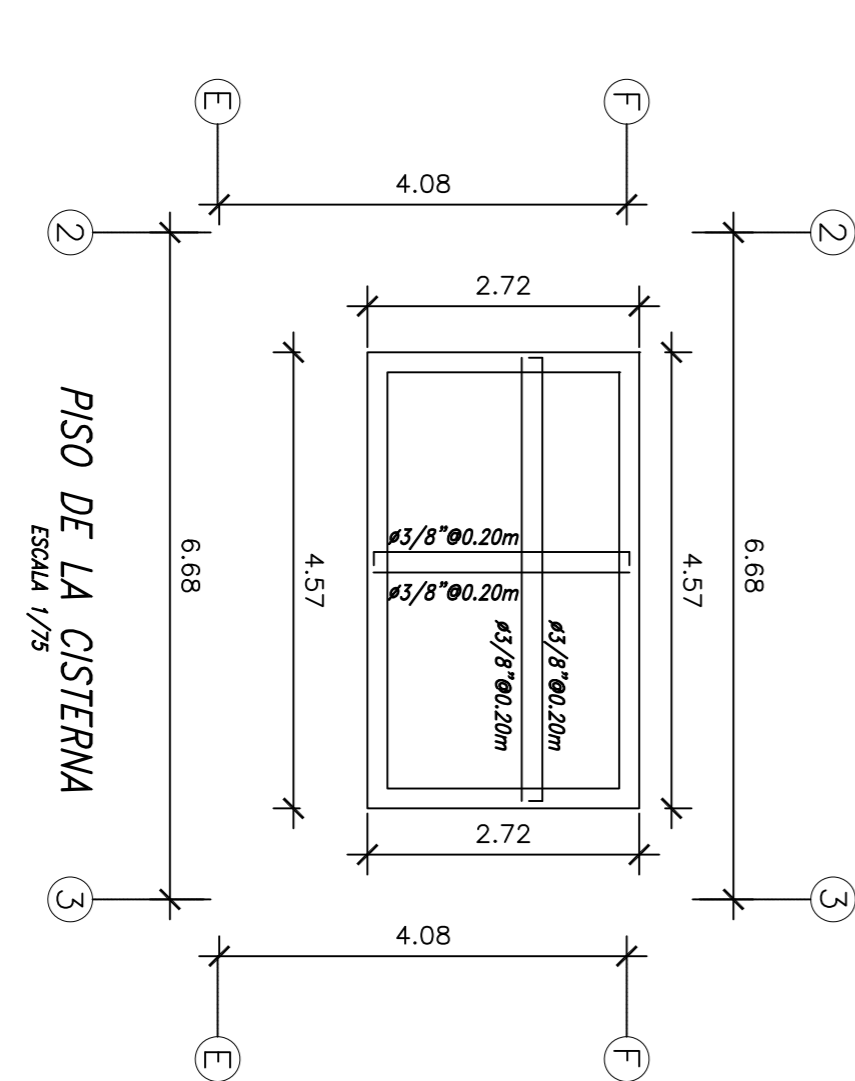
2-2
DETALLE DE
MURO DE CISTERNA
ESCALA 1/75




TECHO DE LA CISTERNA
Solcarga 250 kg/m²
ESCALA 1/75



PISO DE LA CISTERNA
ESCALA 1/75

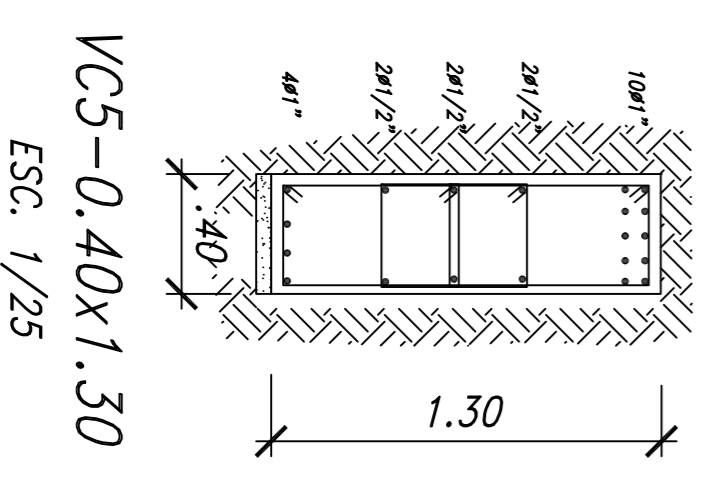
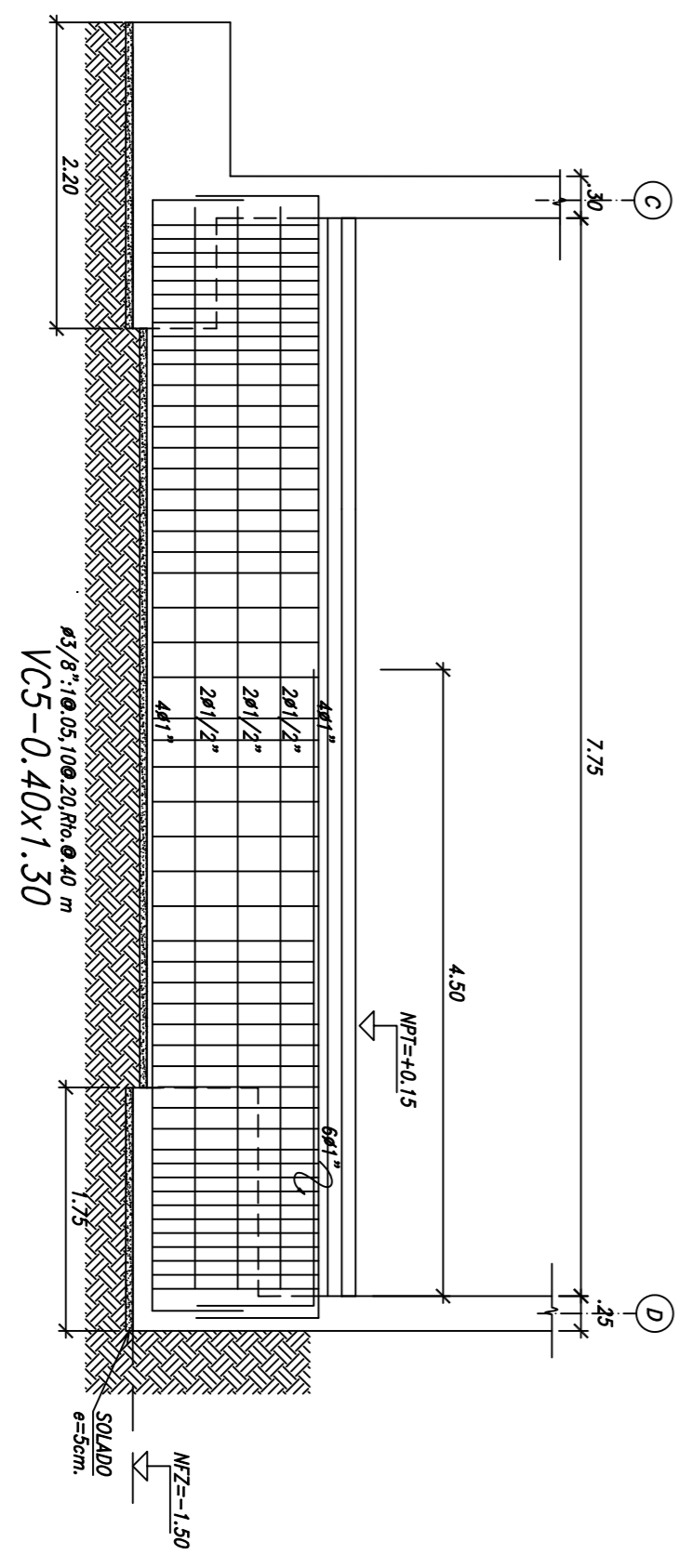
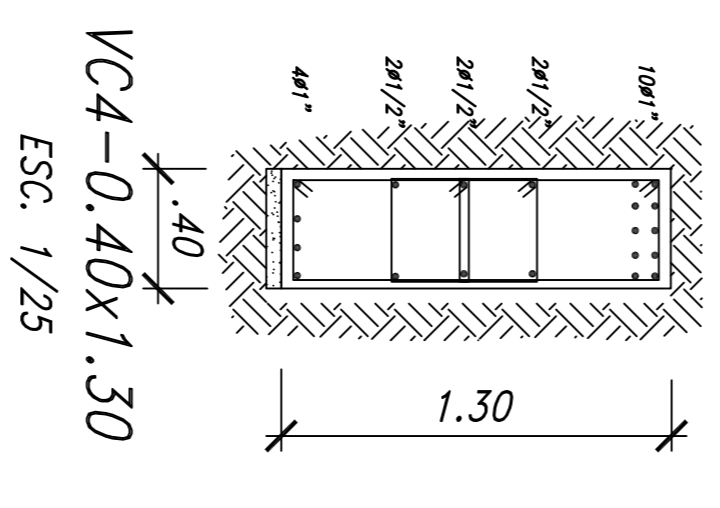
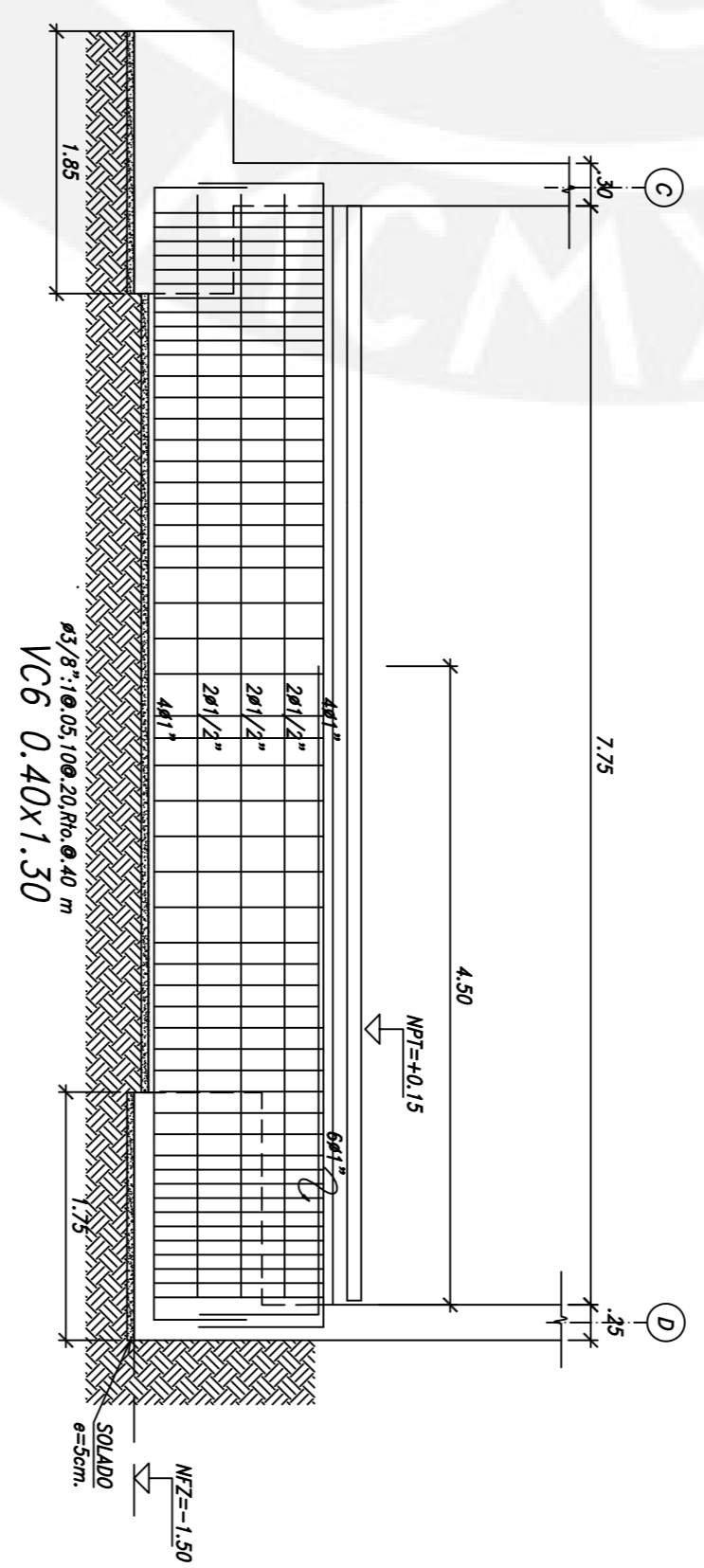
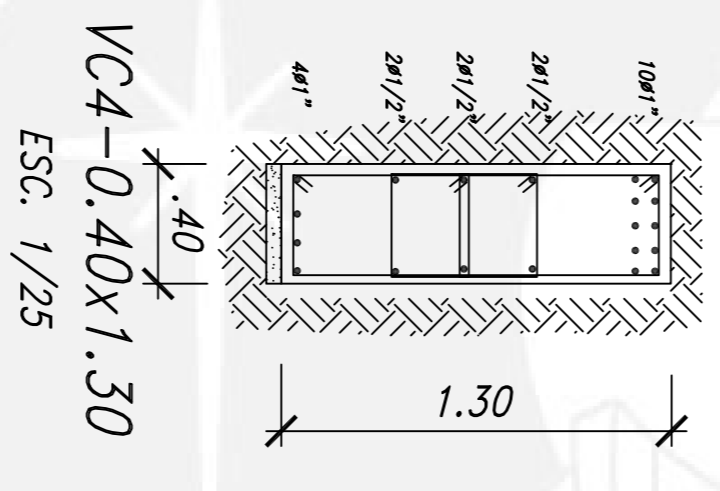
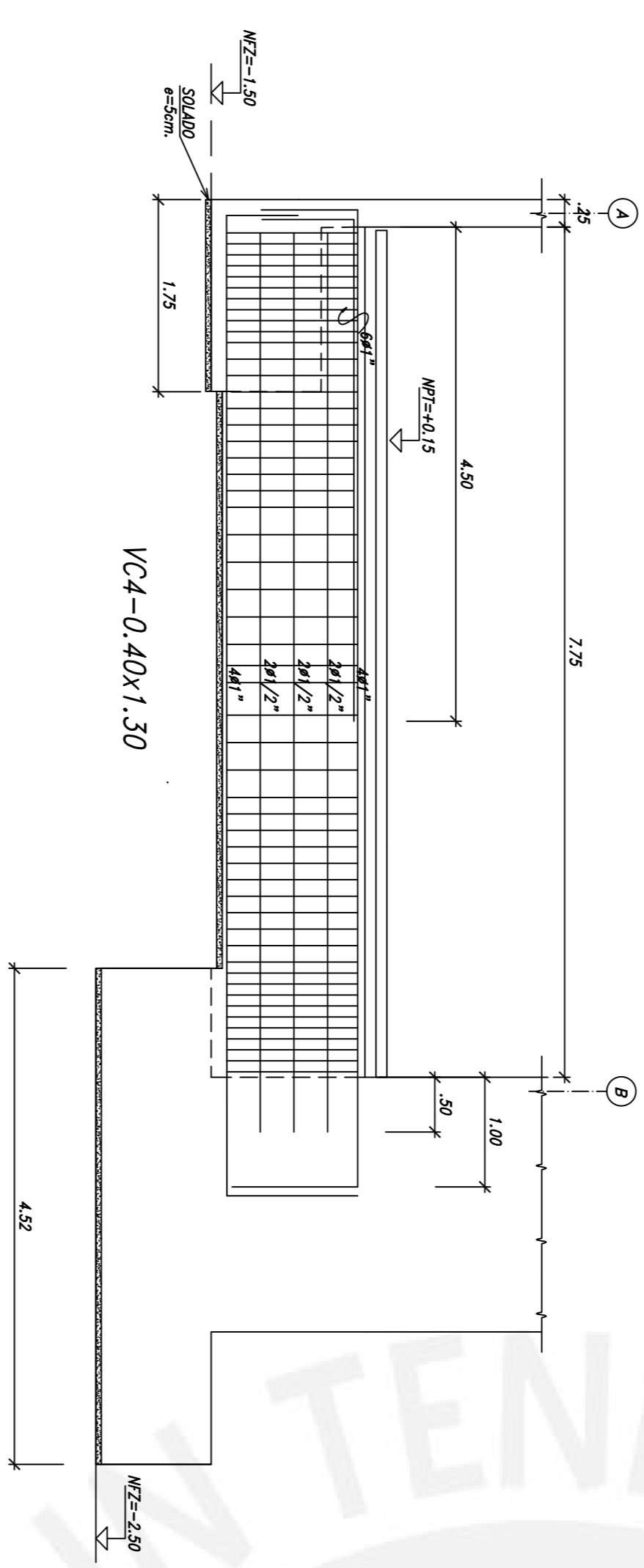
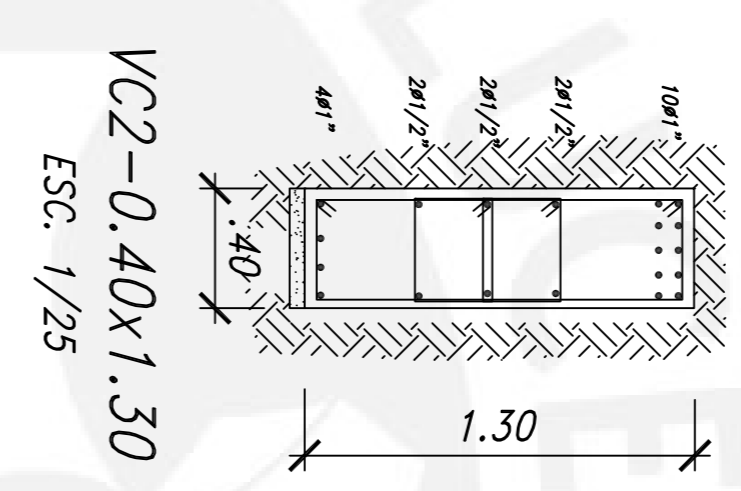
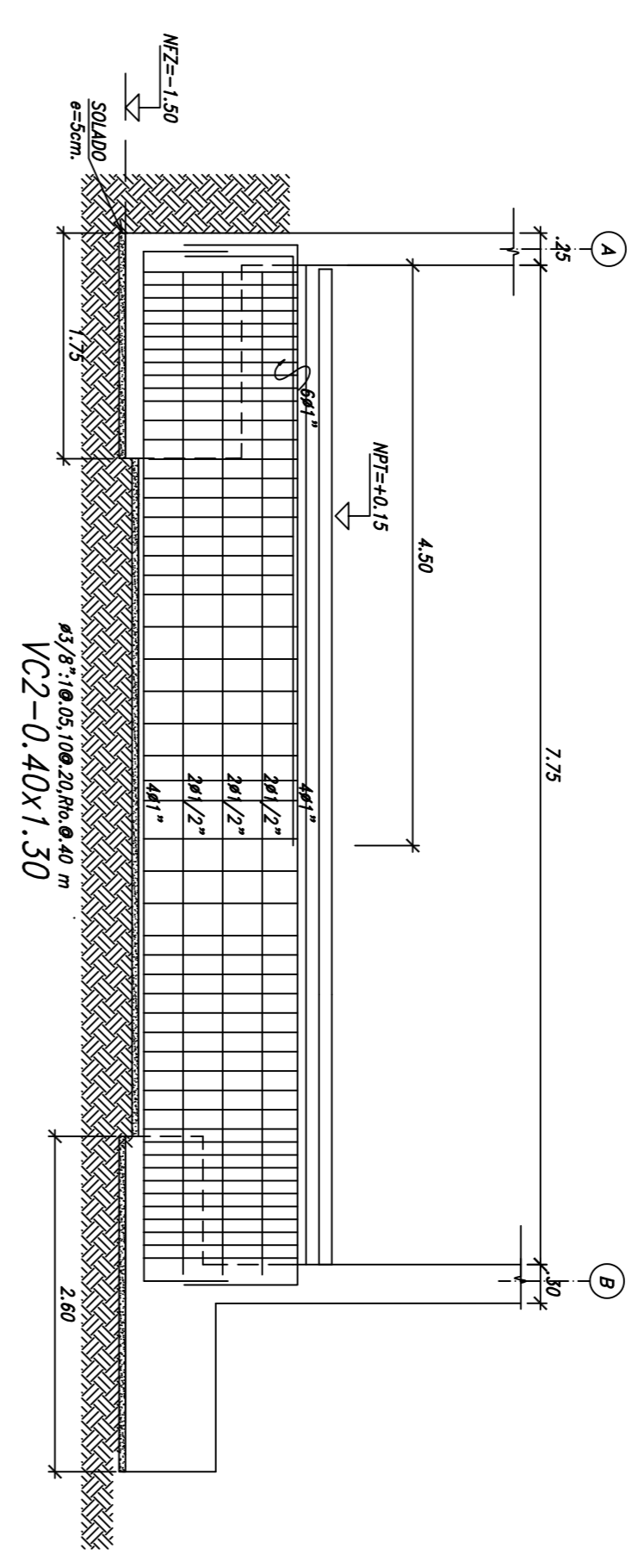
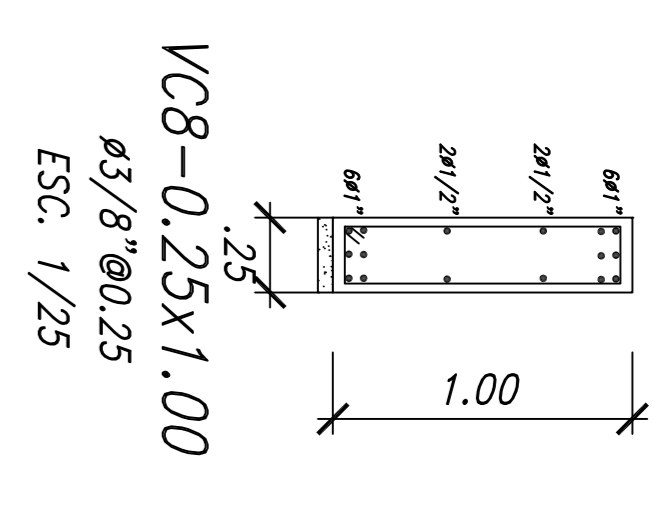
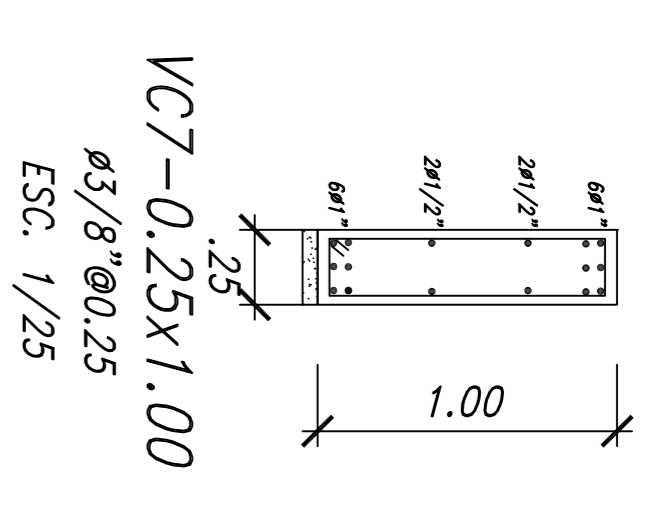
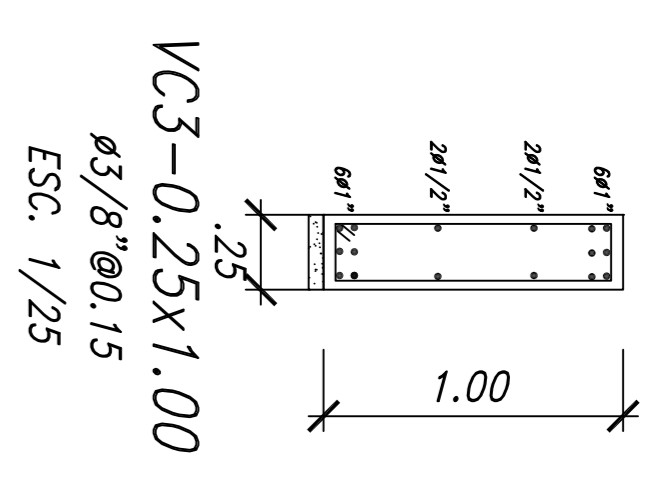
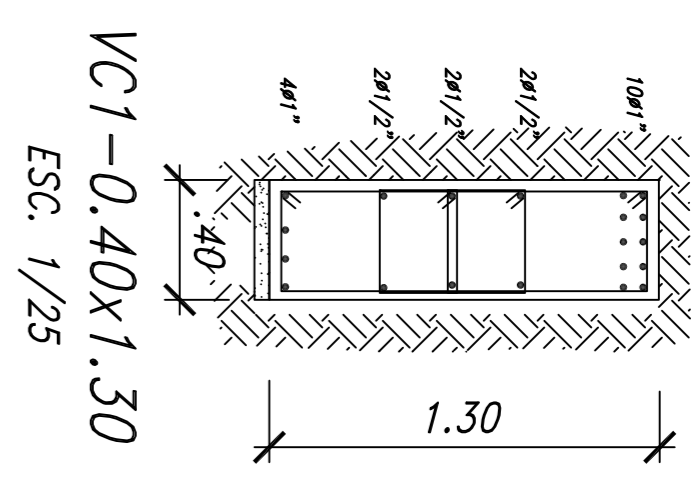
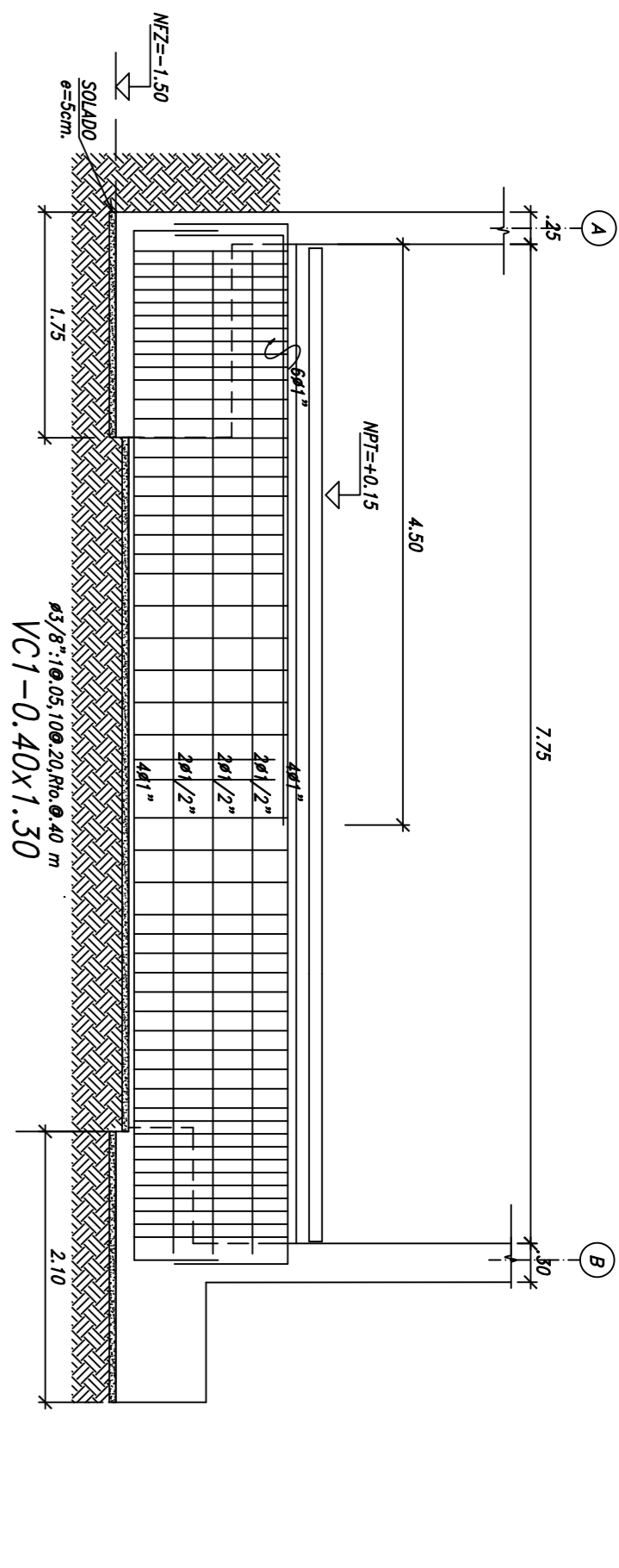



LIMITE DEL TERRENO
CIMENTACION
ESCALA 1/75


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES
 Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA
 Pisos: ESTRUCTURAS CIMENTACION
 Escala: 1/75
 Fecha: Julio 2019

Diseño: Ercil, Jorge Luis, Poma Altaga
 Dibujo: J&P

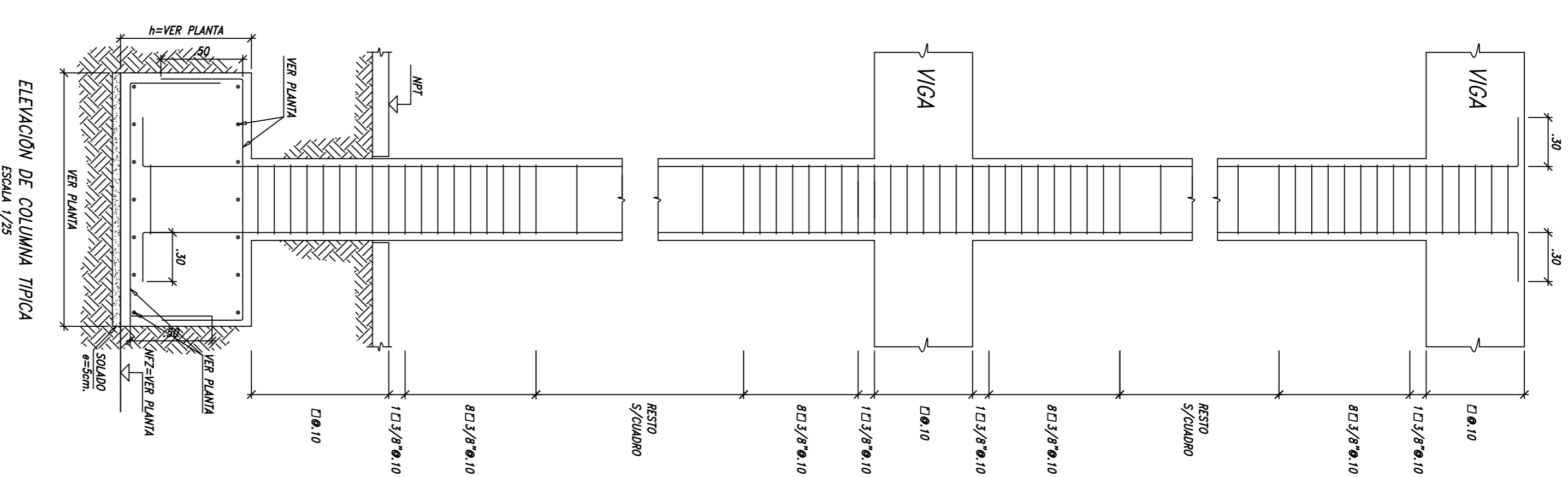
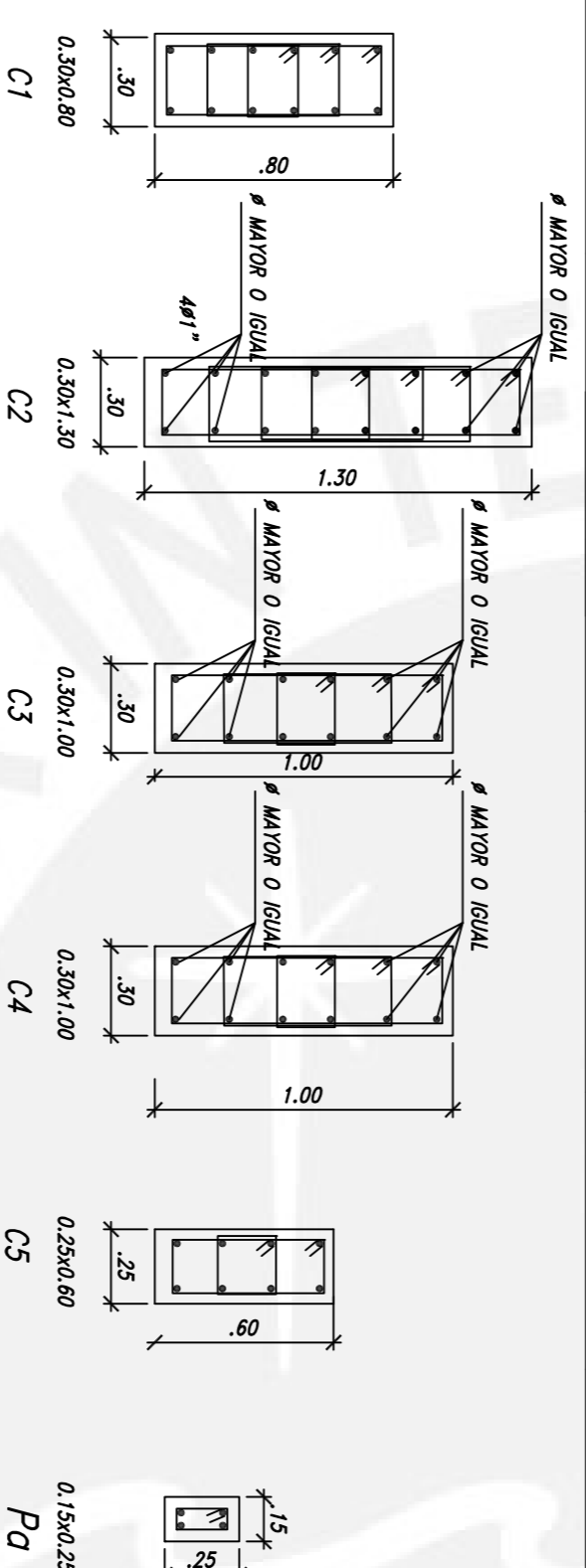
E-02



		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES		Uchua	
Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		E-03	
Pomo: ESTRUCTURAS DE CIMENTACION		Escala: 5/1	
Diseñador: Bach. Jorge Luis Pomra Aliraga		Fecha: Julio 2018	

CUADRO DE COLUMNAS

PISO	C1	C2	C3	C4	C5	Pa
1° PISO	0.30x0.80 12 # 3/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.30 8M1 x 8M3/4" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 130.10	0.30x1.00 12 # 3/4" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.00 12 # 3/4" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.25x0.60 8M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 60.10	0.15x0.25 4M1/2" Rho# 25 □ 41/4" x 10.05, 40.10
2° PISO	0.30x0.80 12 # 3/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.30 8M1 x 8M3/4" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 130.10	0.30x1.00 12 # 3/4" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.00 12 # 3/4" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.25x0.60 8M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 60.10	0.15x0.25 4M1/2" Rho# 25 □ 41/4" x 10.05, 40.10
3° PISO	0.30x0.80 12 # 3/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.30 16M5/4" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 130.10	0.30x1.00 12 # 3/4" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.00 12 # 3/4" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.25x0.60 8M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 60.10	0.15x0.25 4M1/2" Rho# 25 □ 41/4" x 10.05, 40.10
4° PISO	0.30x0.80 12 # 3/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.30 16M5/4" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 130.10	0.30x1.00 8M 3/4" + 4M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.00 8M 3/4" + 4M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.25x0.60 8M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 60.10	0.15x0.25 4M1/2" Rho# 25 □ 41/4" x 10.05, 40.10
5° PISO	0.30x0.80 12 # 3/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.30 8M 3/4" + 8M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 130.10	0.30x1.00 8M 3/4" + 4M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.00 8M 3/4" + 4M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.25x0.60 8M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 60.10	0.15x0.25 4M1/2" Rho# 25 □ 41/4" x 10.05, 40.10
6° PISO	0.30x0.80 12 # 3/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.30 8M 3/4" + 8M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 130.10	0.30x1.00 8M 3/4" + 4M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.30x1.00 8M 3/4" + 4M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 100.10	0.25x0.60 8M 5/8" Rho# 25 □ 45/8" x 10.05, 60.10	0.15x0.25 4M1/2" Rho# 25 □ 41/4" x 10.05, 40.10

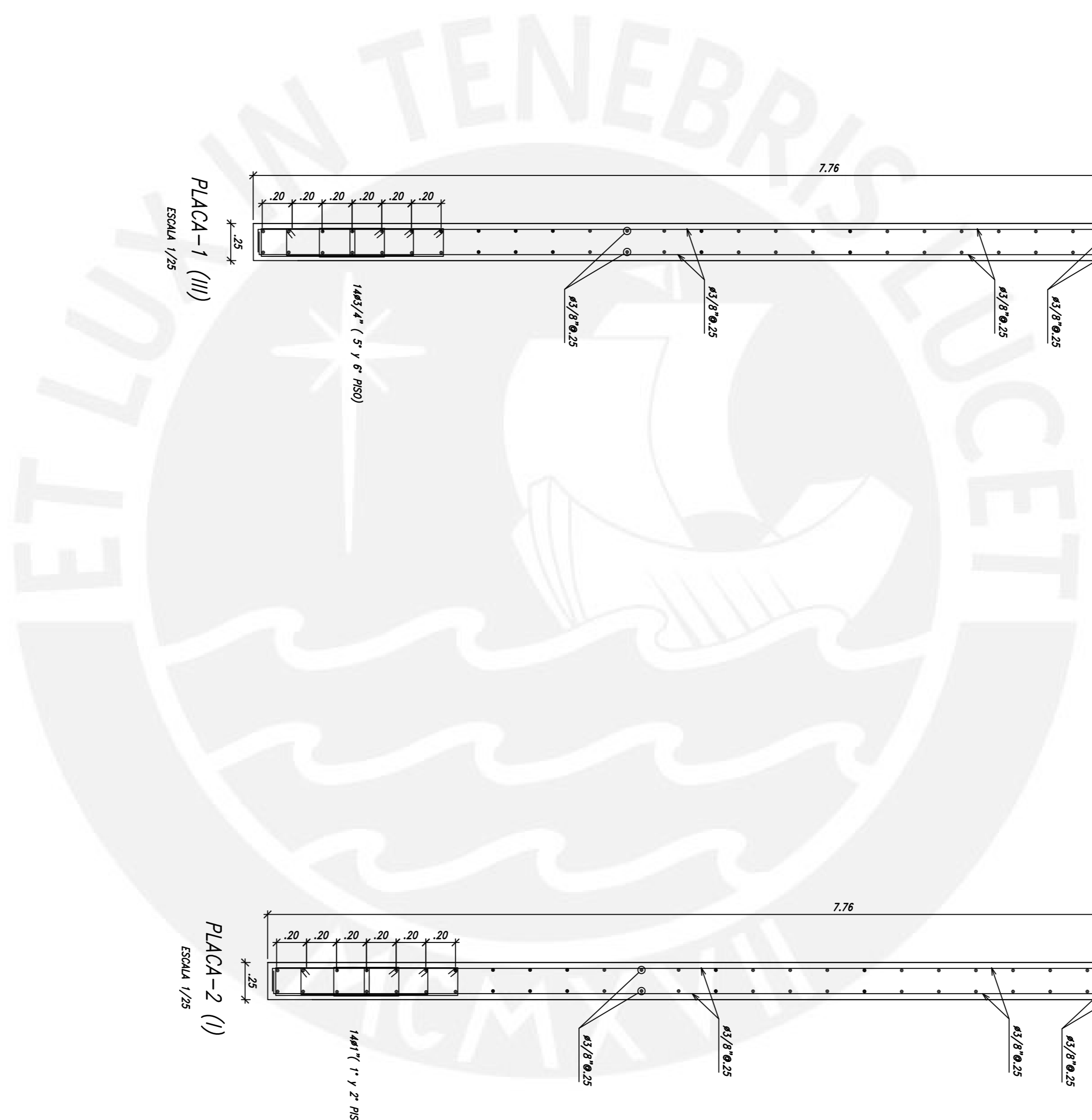
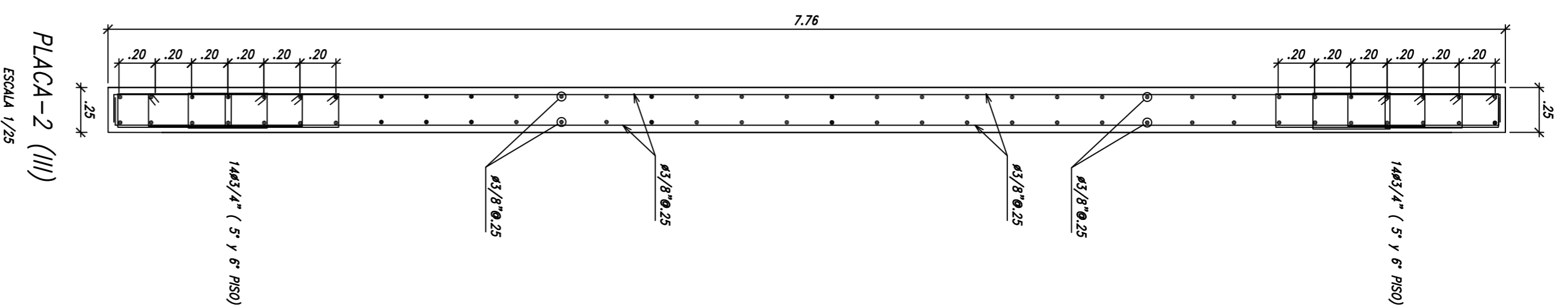
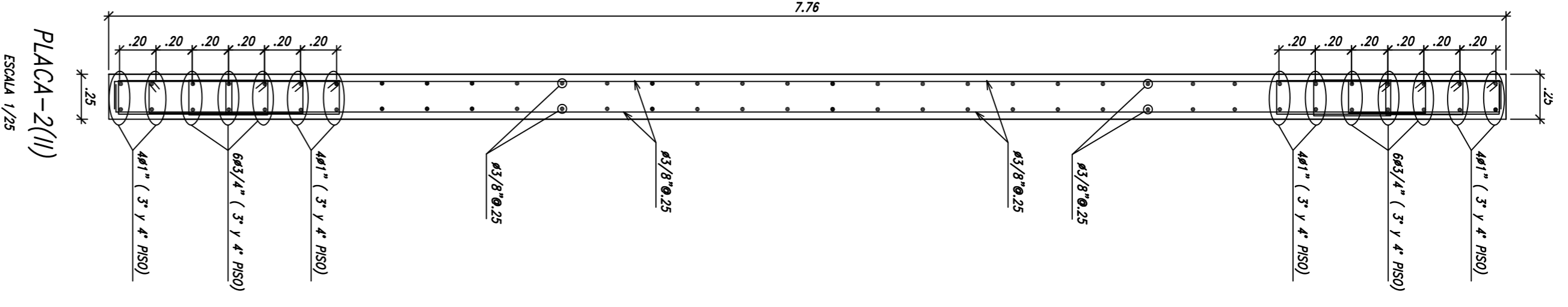
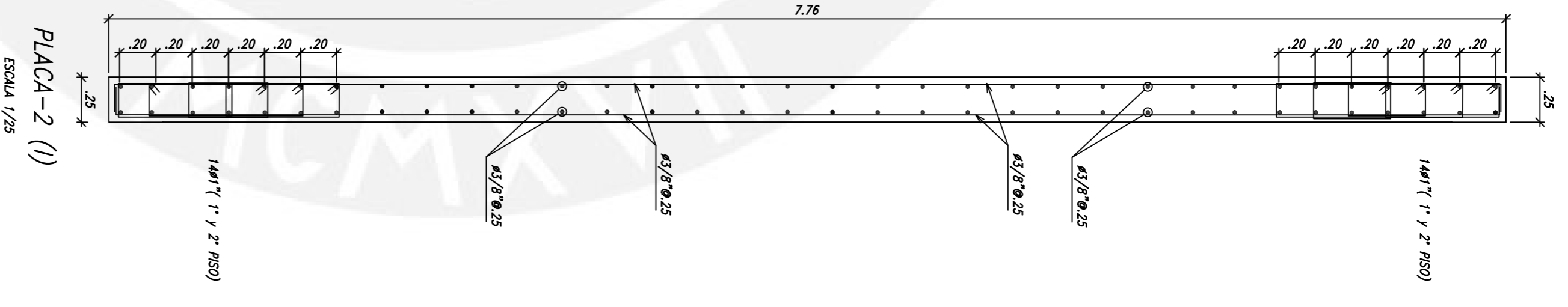
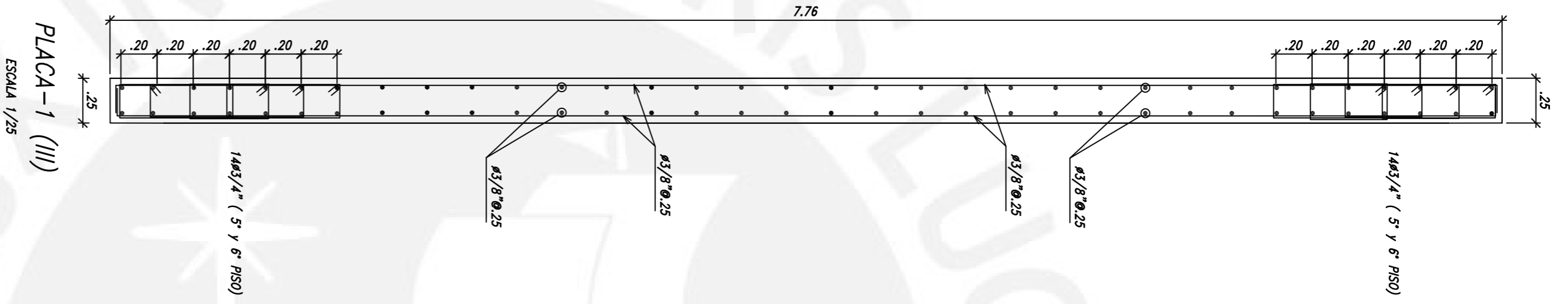
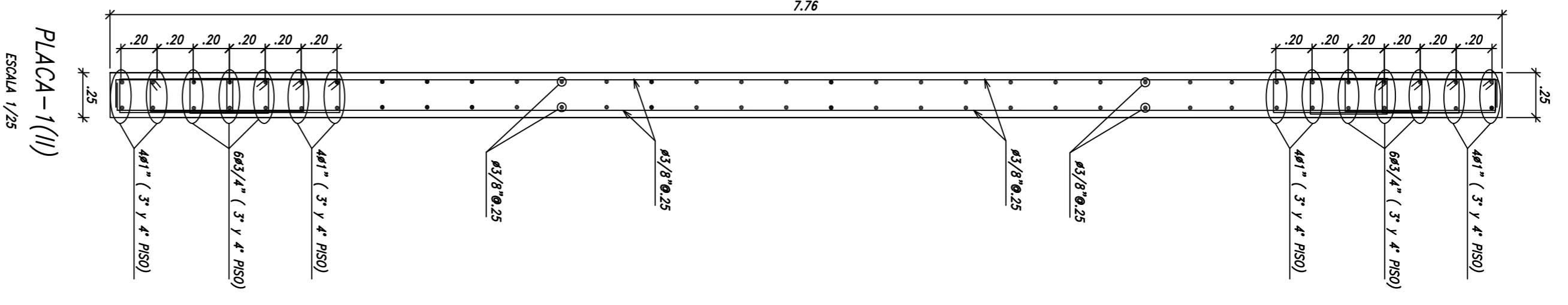
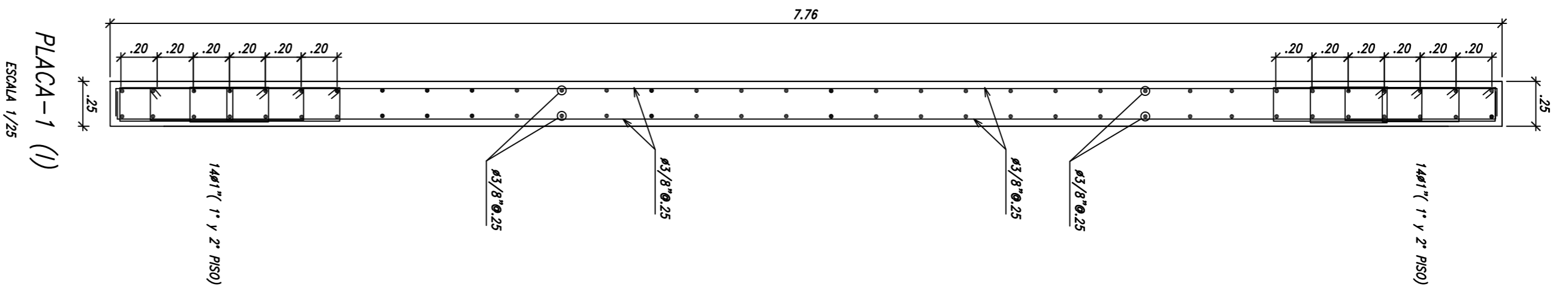


PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATOLICA
DEL PERU

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA
DEL PERU
Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES
Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA
Plano: ESTRUCTURAS COLUMNARIAS

LIMA
E-03

Diseño: Bach. Jorge Luis Palma Miranda
Dibujo: J&P
Fecha: Julio 2020



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA
DEL PERÚ

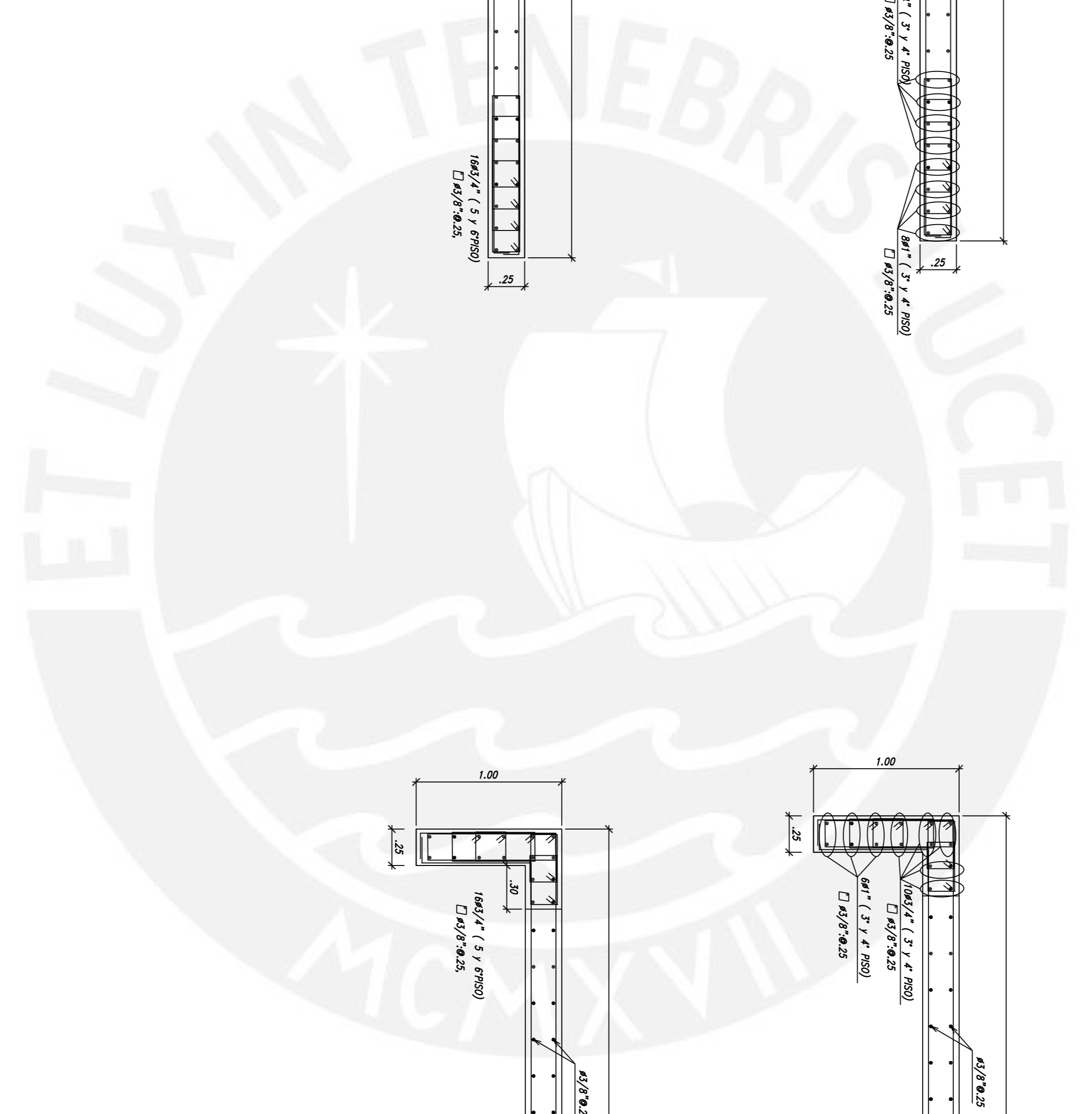
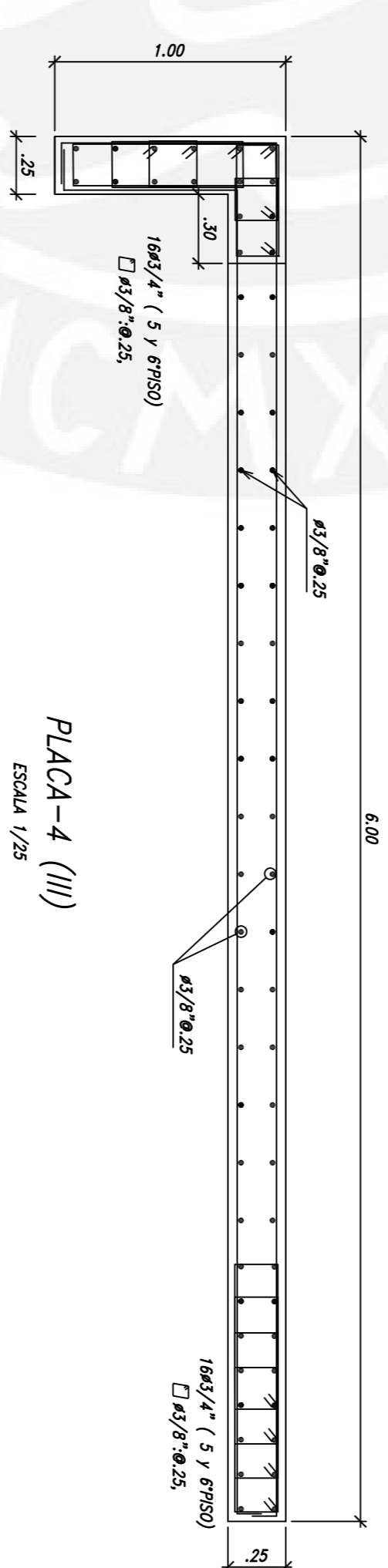
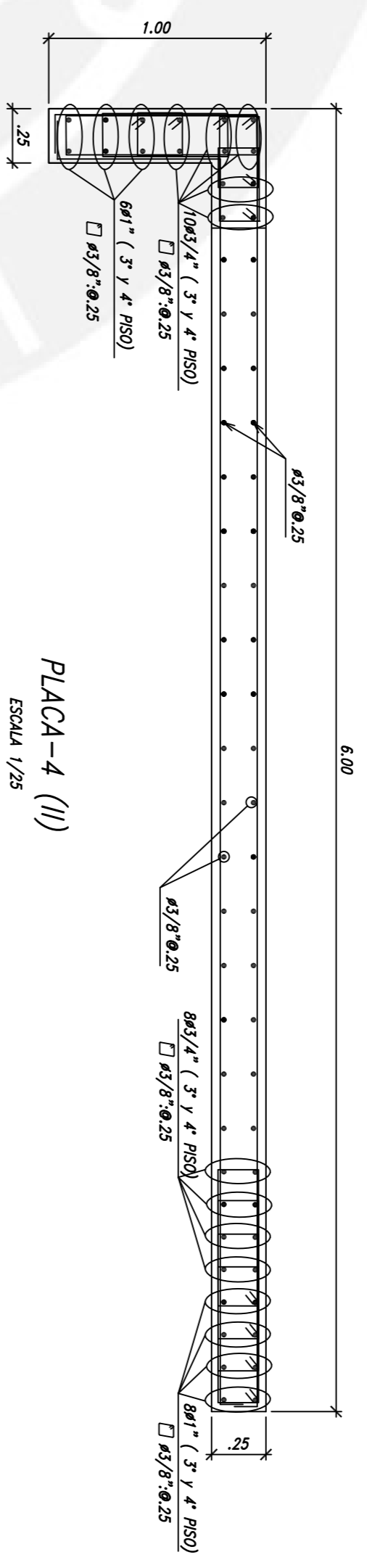
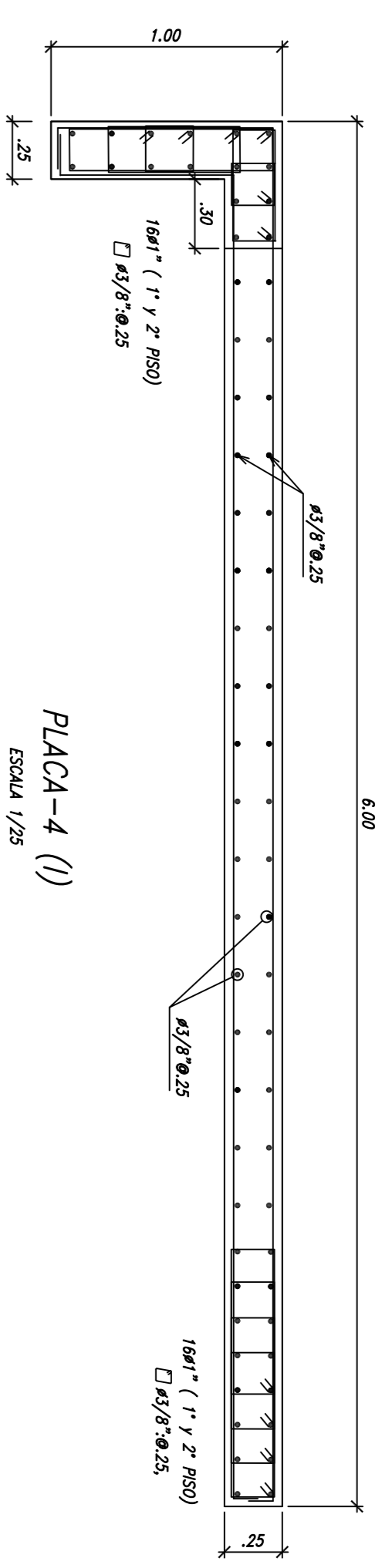
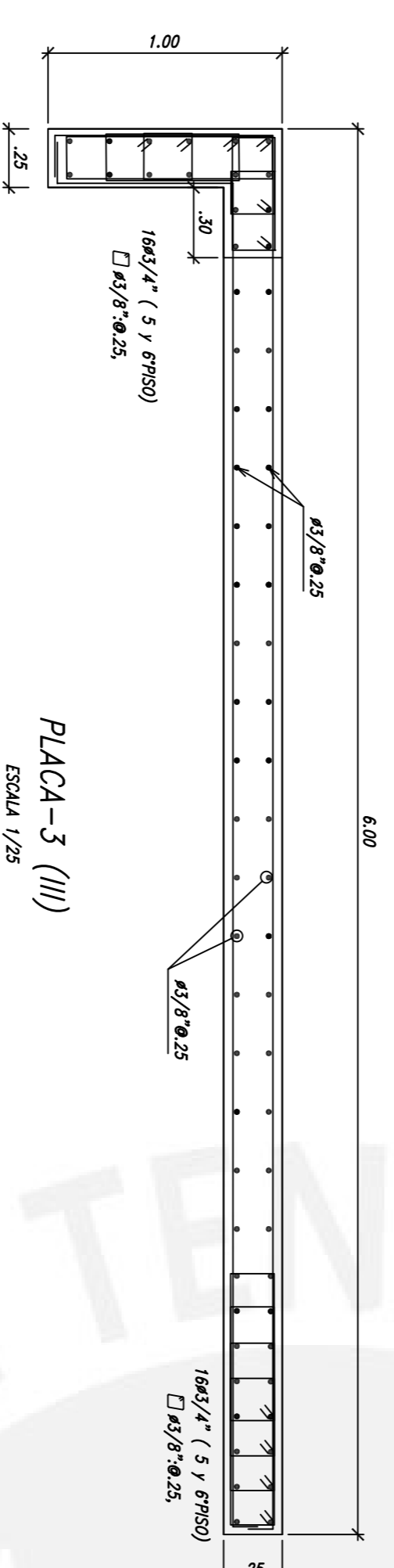
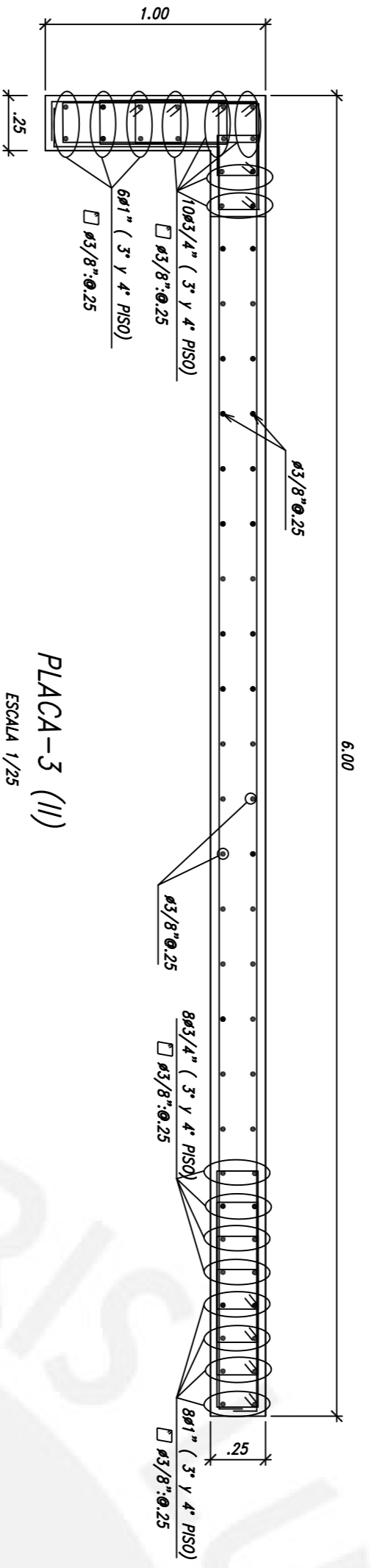
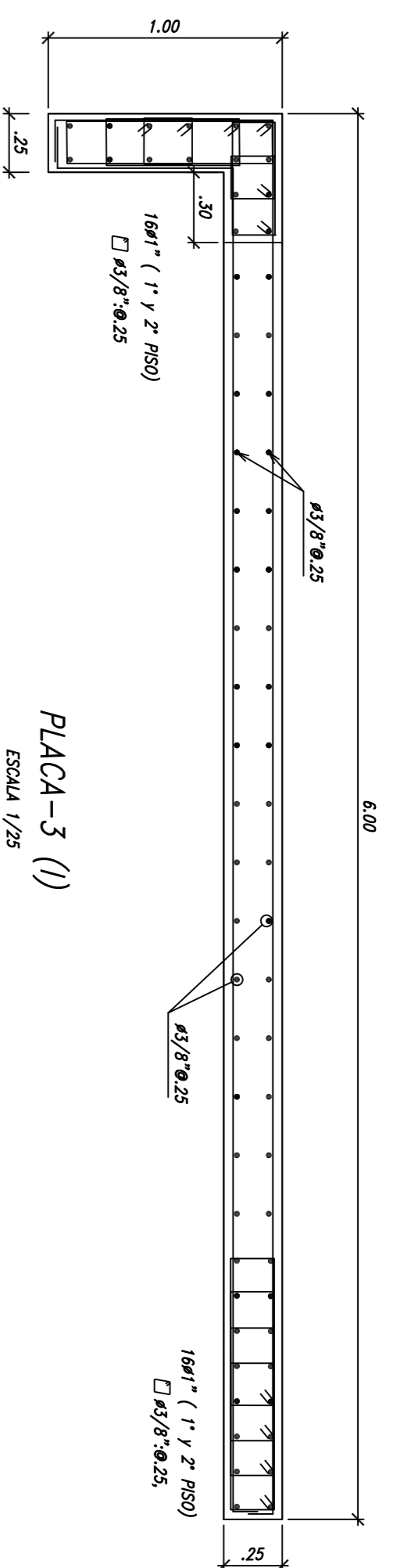
Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 8 NIVELES
Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA

Plano: Detalles de Pisos-1

E-05

LIMA

Diseño: Bacht, Jorge Luis Pomá Allaga
Escala: 1/25
Fecha: Julio 2020
Dibujo: J&P



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO: EDIFICIO DE OFICINAS DE 8 NIVELES

UBICACIÓN: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA

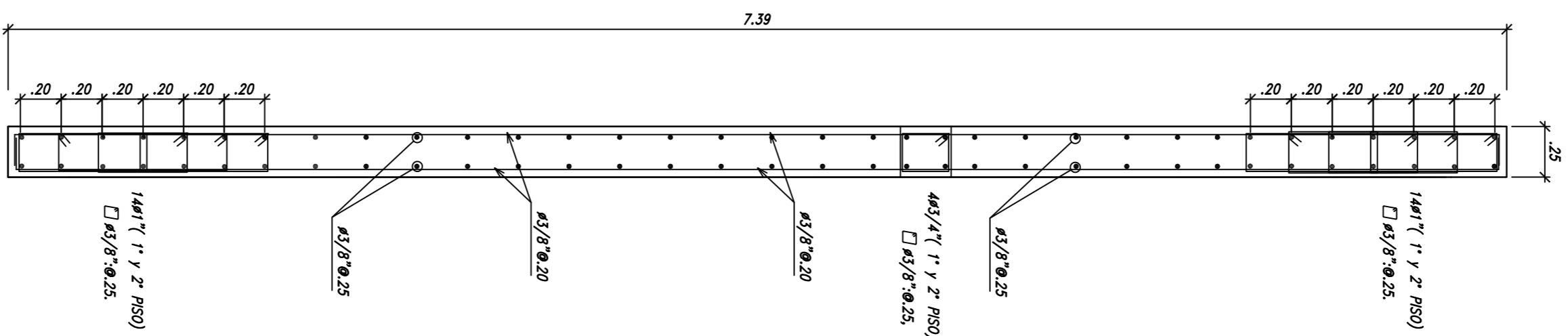
PLACAS-2

E-06

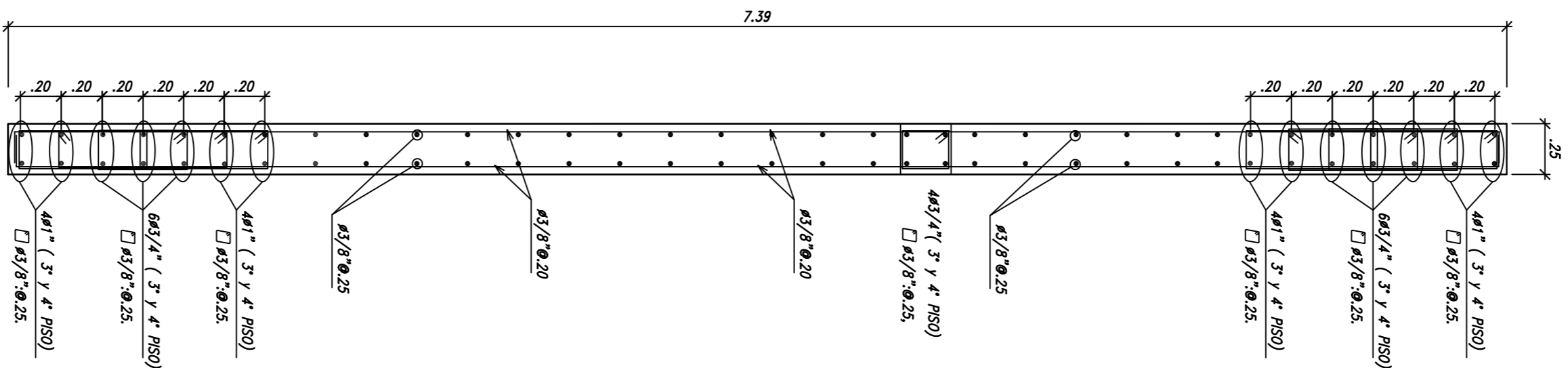
Diseño: Barchi, Jorge Luis Poma Allaga

Escala: 1/25

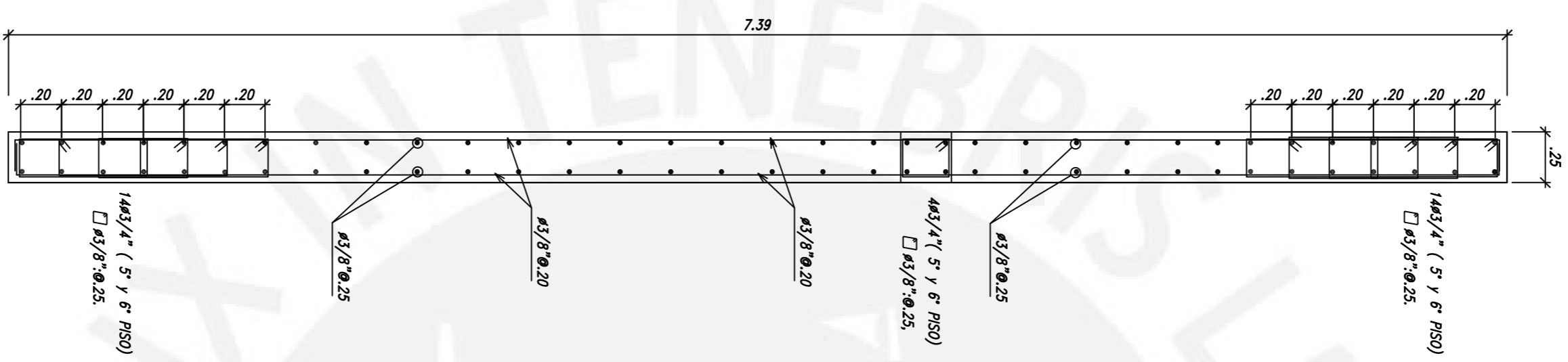
Fecha: Junio 2020



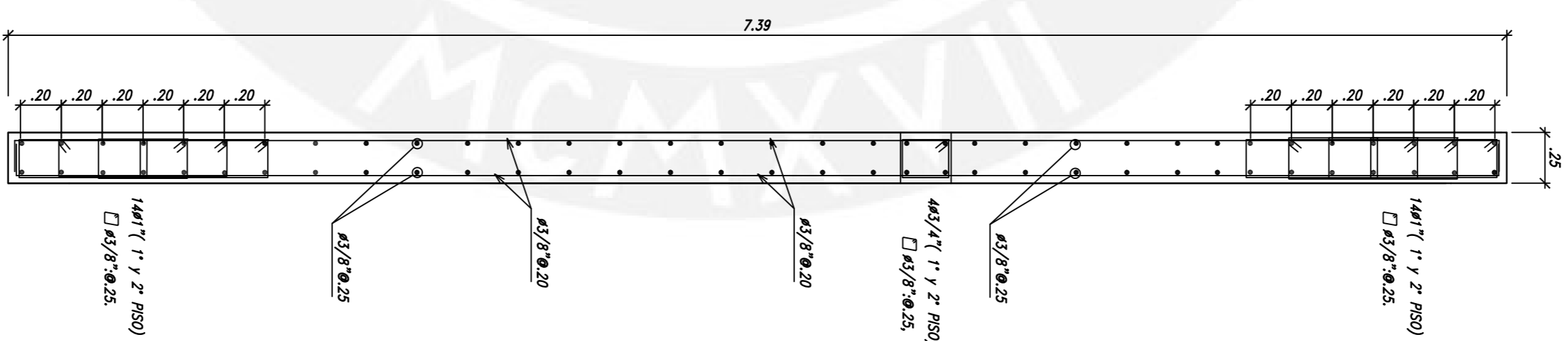
PLACA-5(I)
ESCALA 1/25



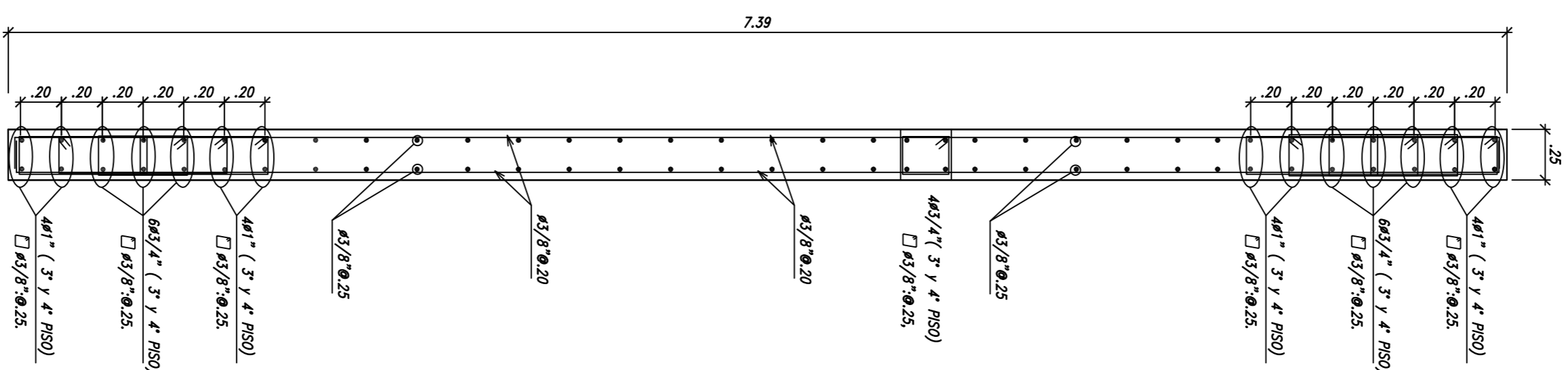
PLACA-5(II)
ESCALA 1/25



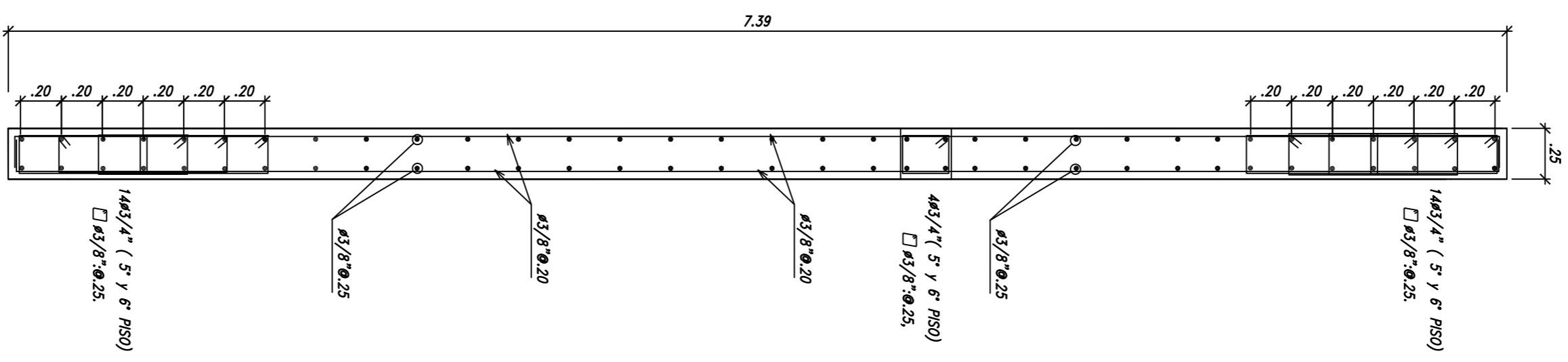
PLACA-5(III)
ESCALA 1/25



PLACA-6(I)
ESCALA 1/25



PLACA-6(II)
ESCALA 1/25



PLACA-6(III)
ESCALA 1/25



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATOLICA
DEL PERU

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA
DEL PERU

Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES

Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA

Plano: ESTRUCTURAS
PLACAS-III

LIMA

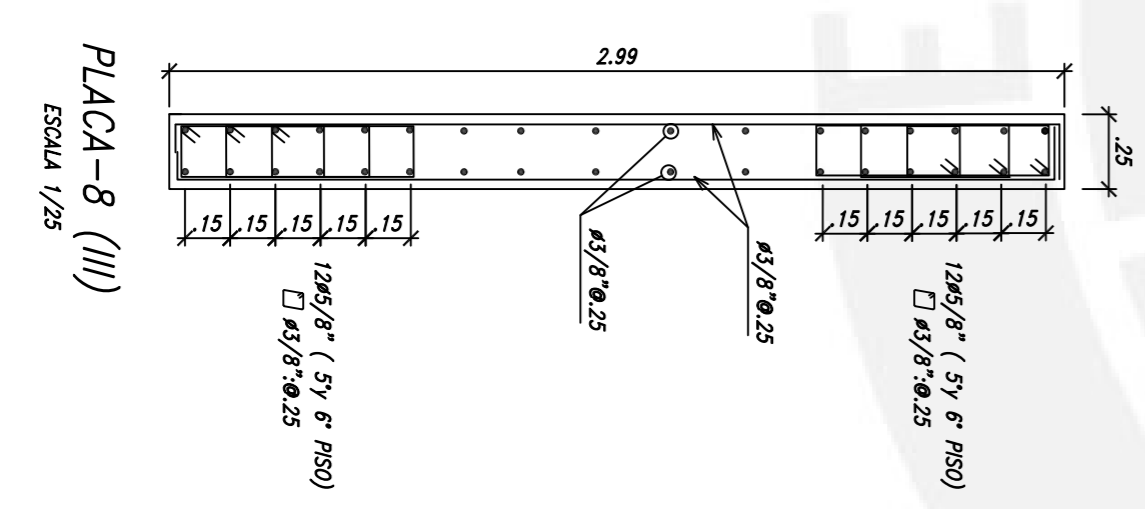
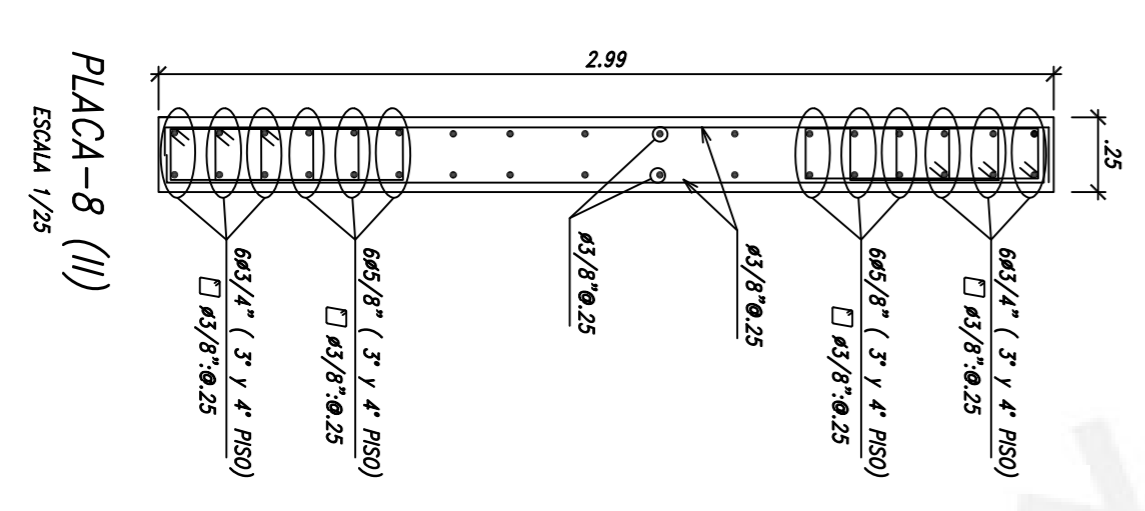
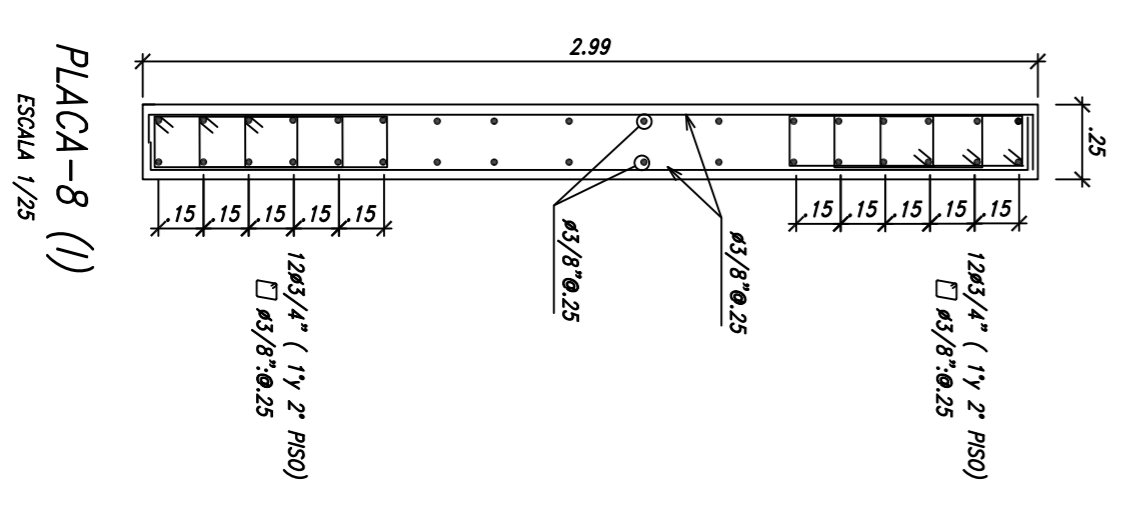
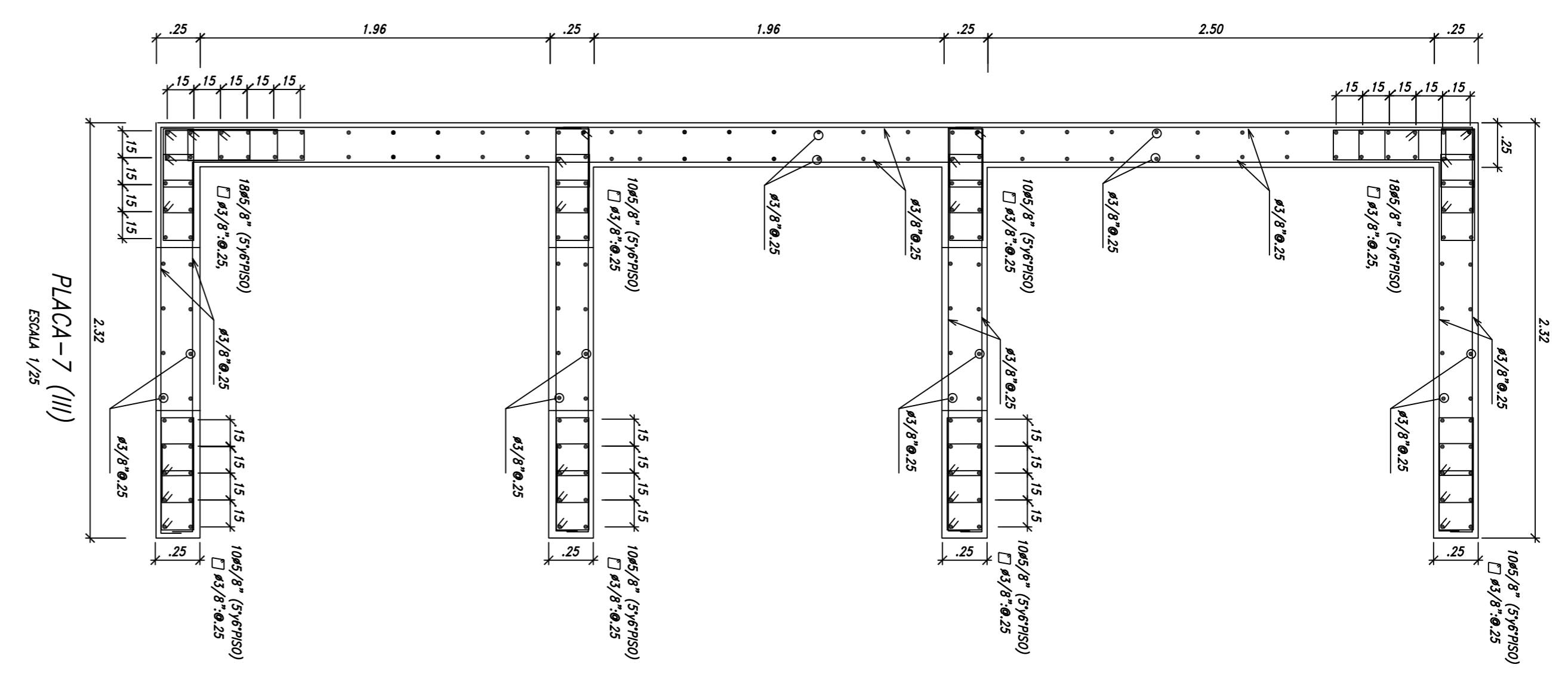
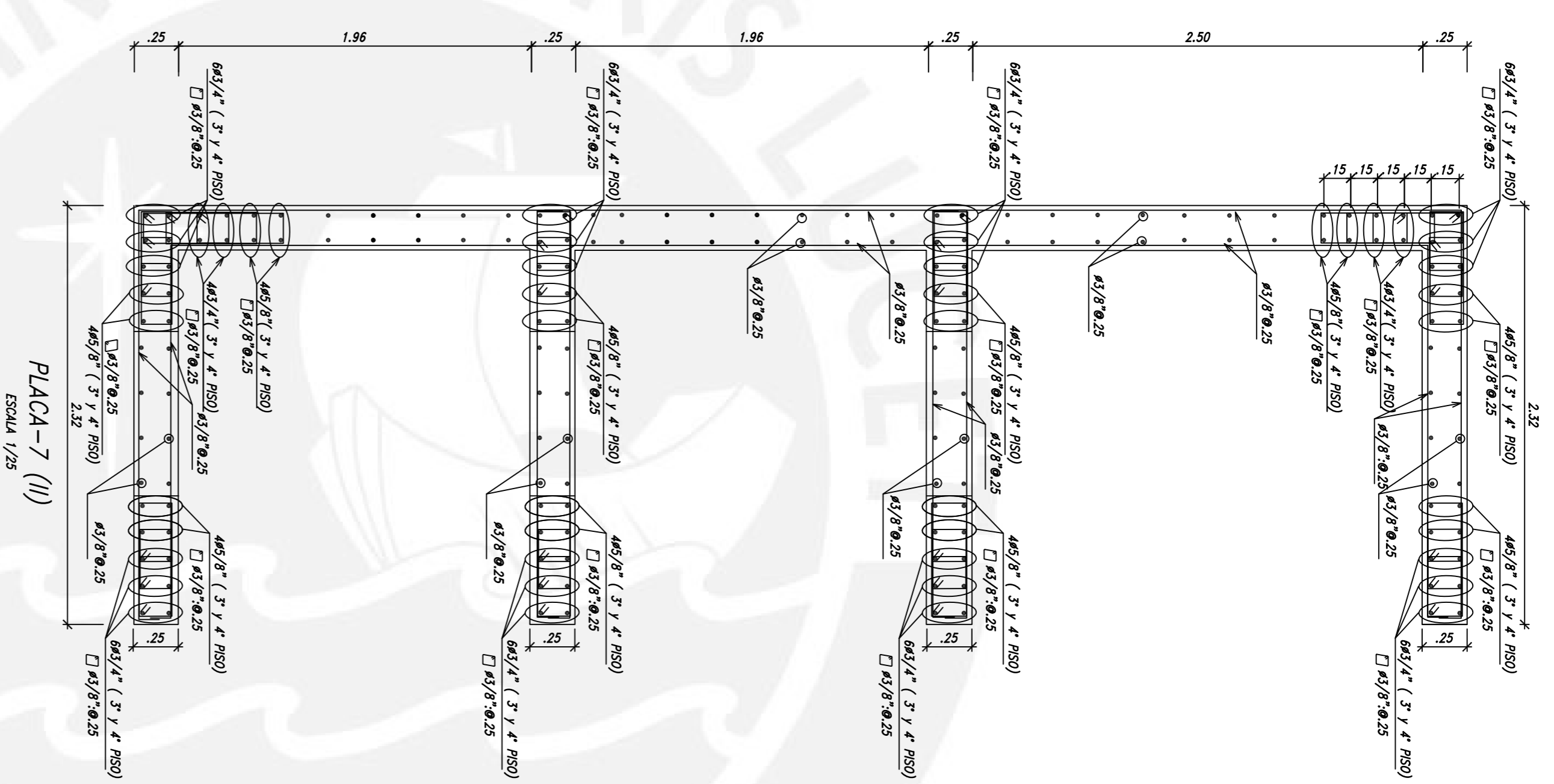
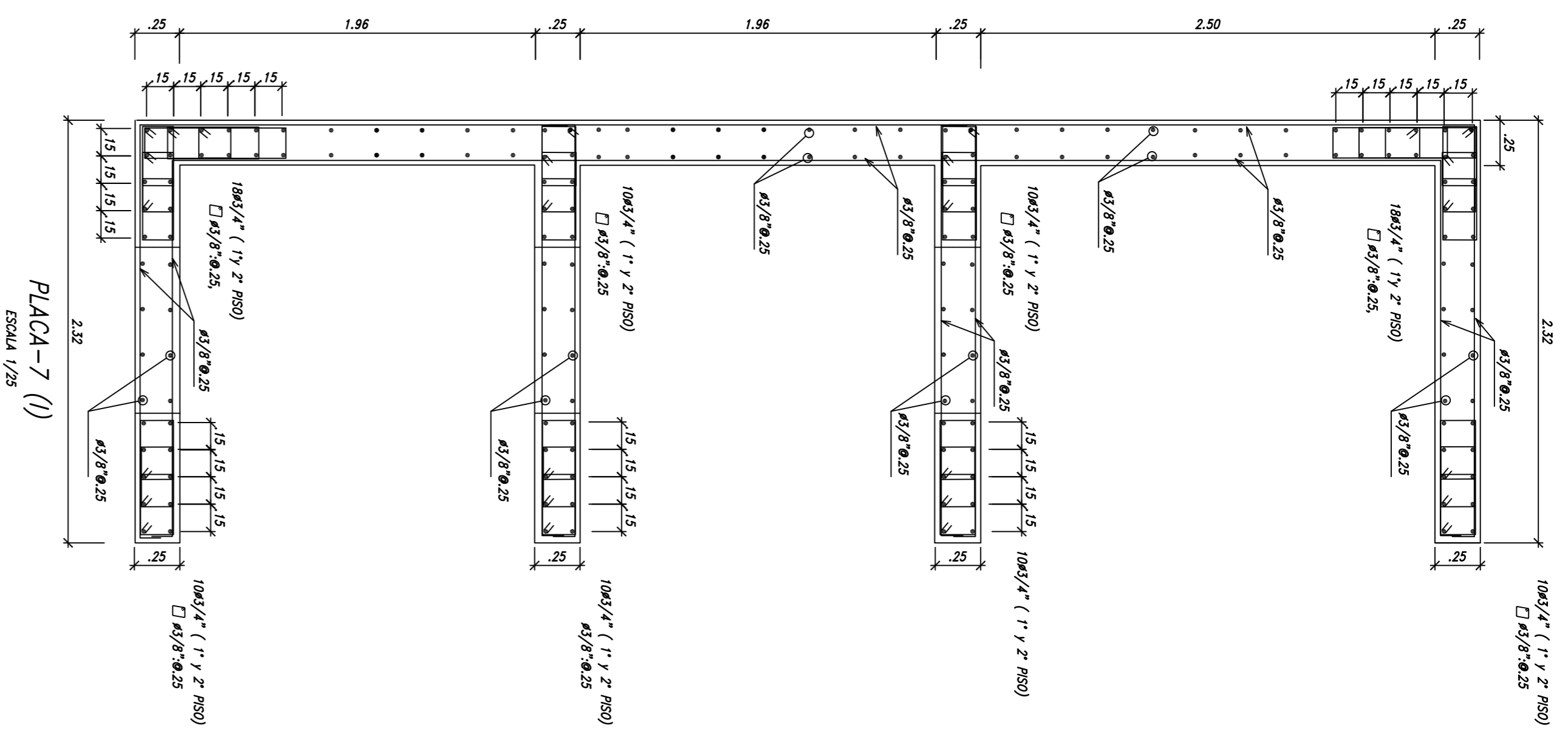
E-07

Escalador:
1/25

Fecha:
Julio 2018

Diseño:
Bachín, Jorge Luis Poma Allaga

Dibujo:
J&P



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES

Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA

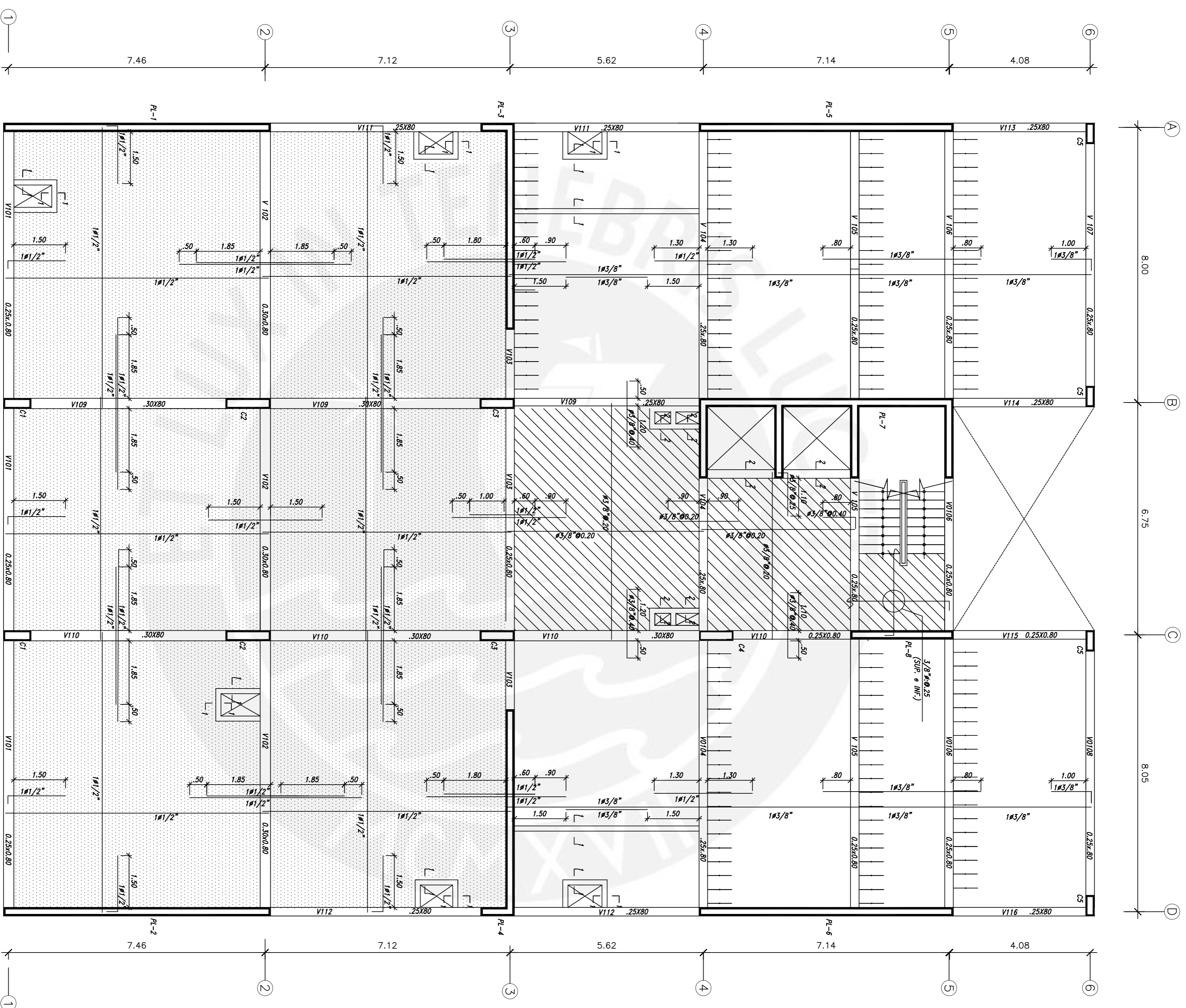
Plano: ESTRUCTURAS PLACAS-4

E-08

Diseño: Baschi, Jorge Luis Poma Altaga

Escala: 1/25

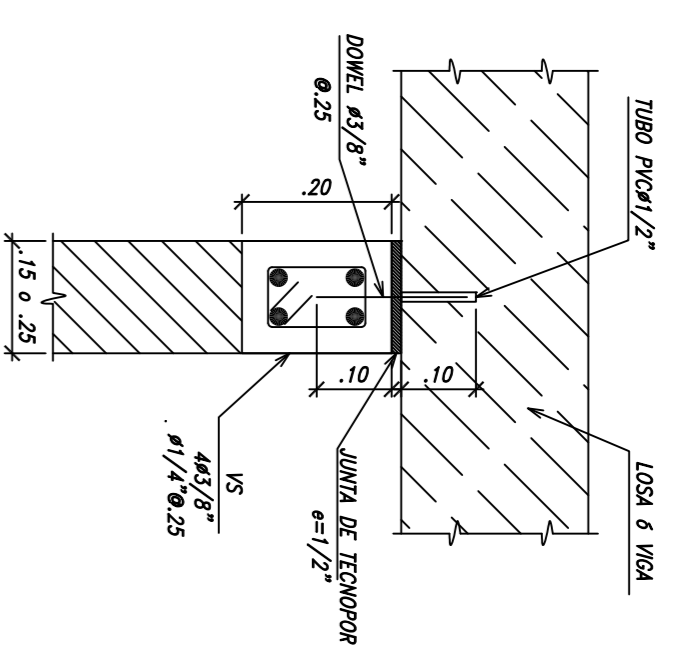
Fecha: Julio 2020



ENCORRADO

- NPT 1° PISO +3.25 m
- NPT 2° PISO +6.35 m
- NPT 3° PISO +9.45 m
- NPT 4° PISO +12.55 m
- NPT 5° PISO +15.65 m

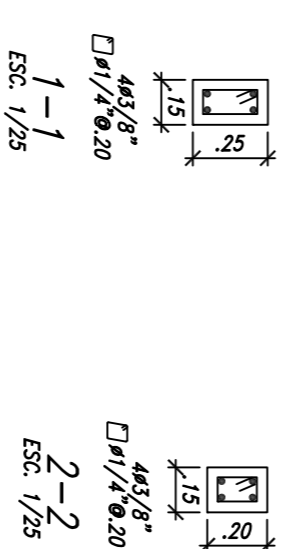
- 5/C=250 Kg/m² OPCINAS Y AREAS ADMINISTRATIVAS
- 5/C=400 Kg/m² (HALL)
- LOSA ALBERGIA EN 1 DIRECCION N=25
- LOSA ALBERGIA EN 2 DIRECCIONES N=25
- LOSA MACIZA h=20
- ESCALA 1/75




DETALLE DE SOLERA TÍPICA EN MURO DE ALBANILERIA
ESC. 1/10

DETALLE LOSA MACIZA h=20m
ESC. 1/20

DETALLE ALBERGADO
ESCALA 1/20





**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES

Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA

Piso: ESTRUCTURAS

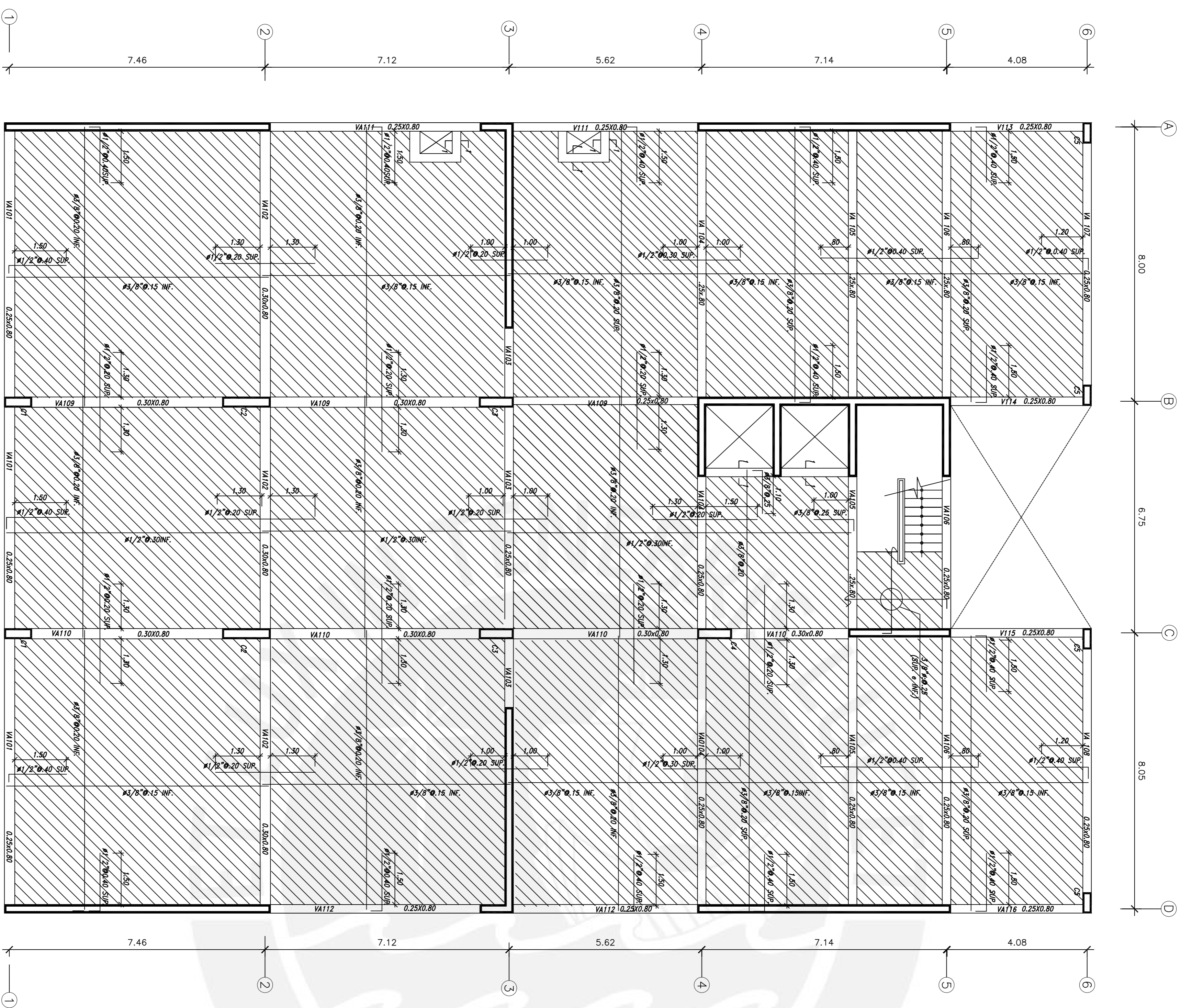
ENCORRADO Primer y Quinto Pisos

Dibujó: J&P

Fecha: Julio 2020

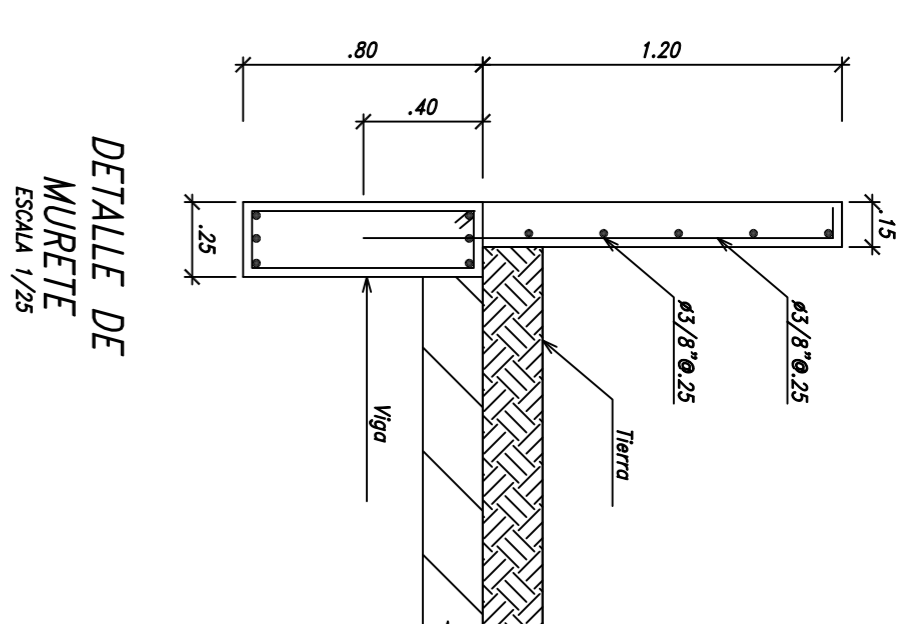
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

E-09

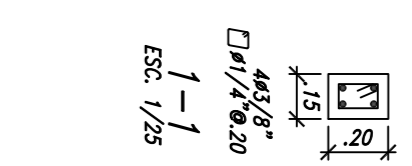


ENCORRADO AZOTEA +18.60m

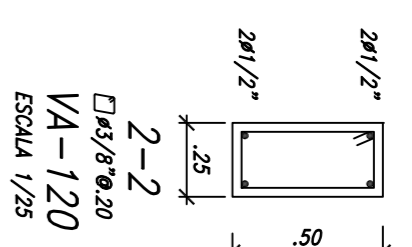
S/C=250 Kg/m²
LOS MIZCA h=20
ESCALA 1/75



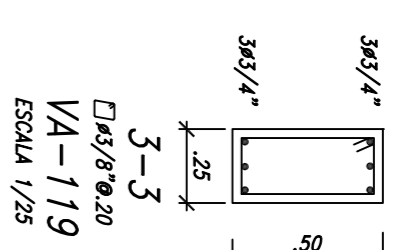
DETALLE DE MURTE
ESCALA 1/25



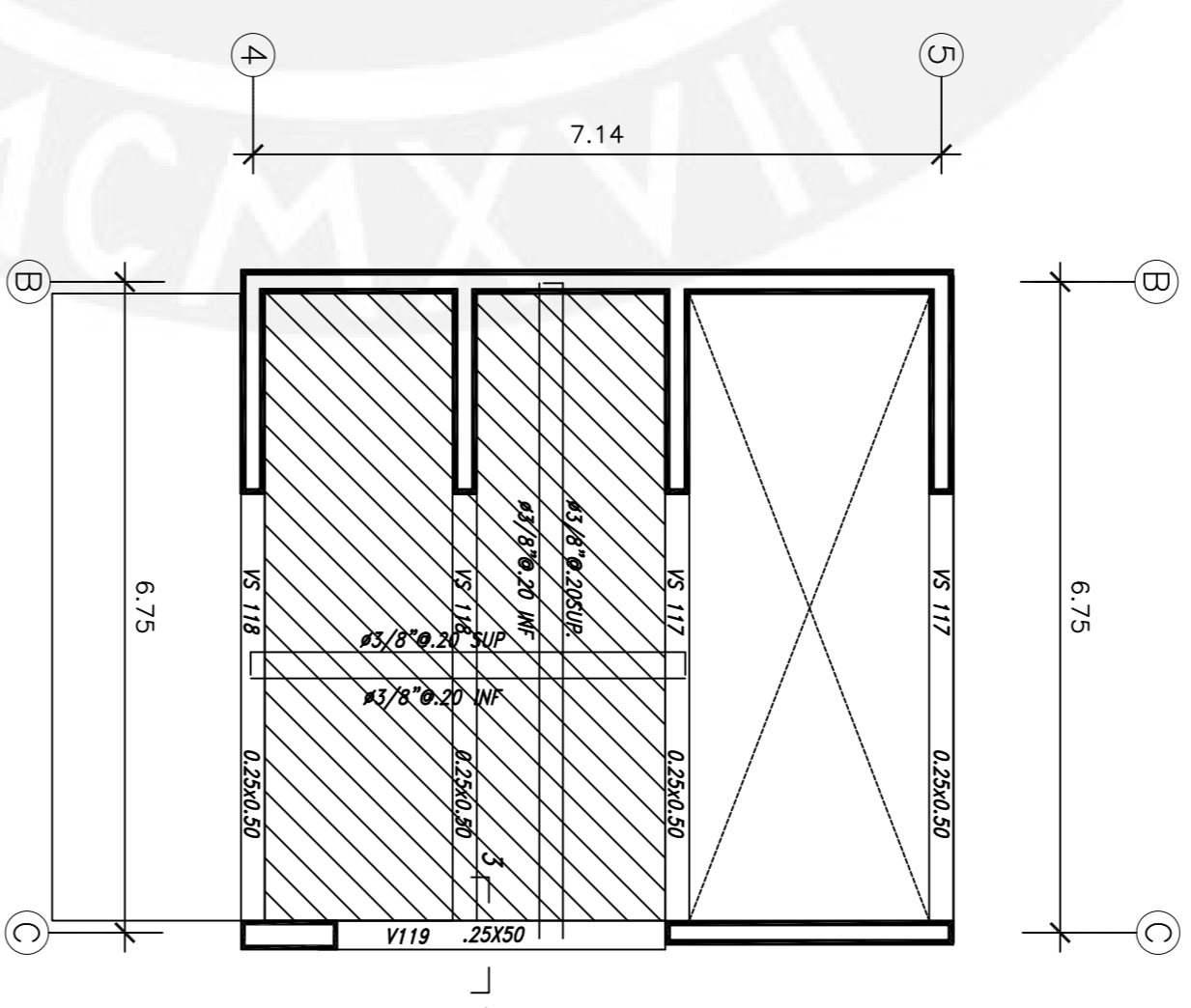
1-1
ESCALA 1/25



2-2
ESCALA 1/25

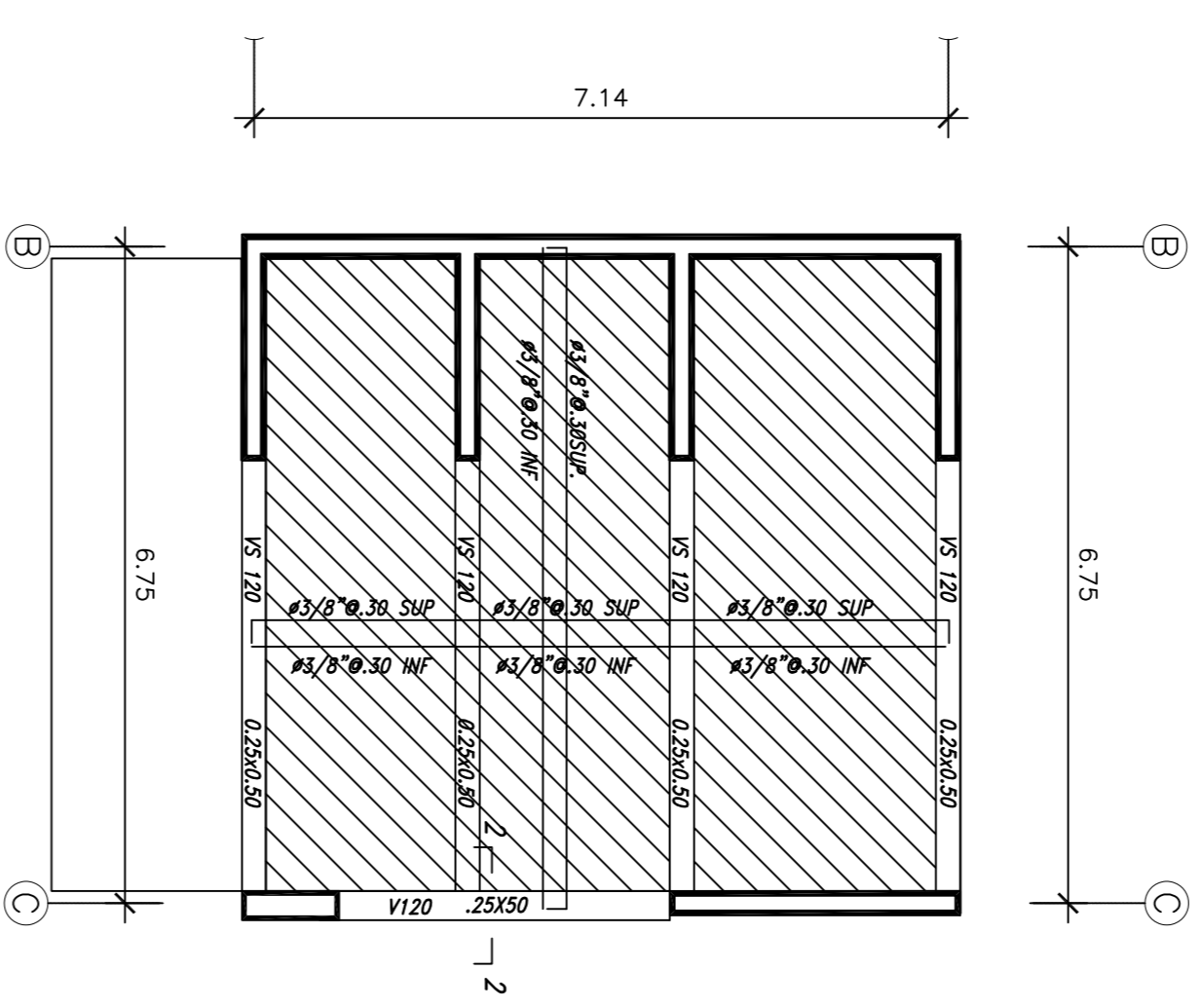


3-3
ESCALA 1/25



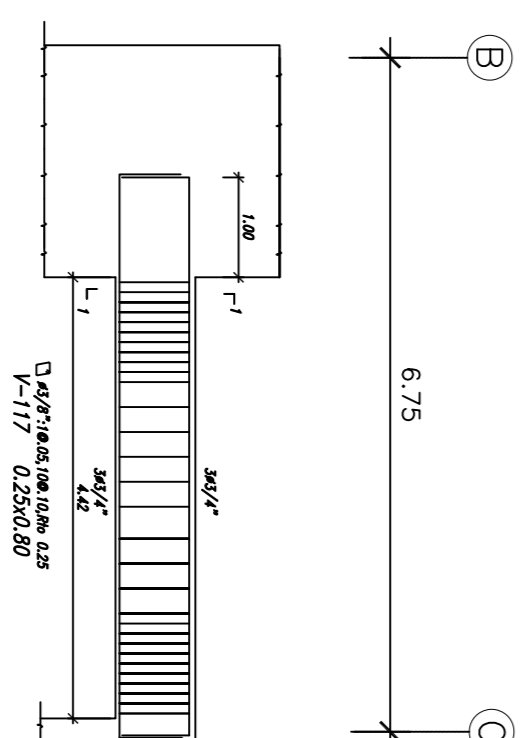
PISO DE CUARTO DE MAQUINAS +21.60

S/C=1000 Kg/m²
LOS MIZCA h=20 m
ESCALA 1/75

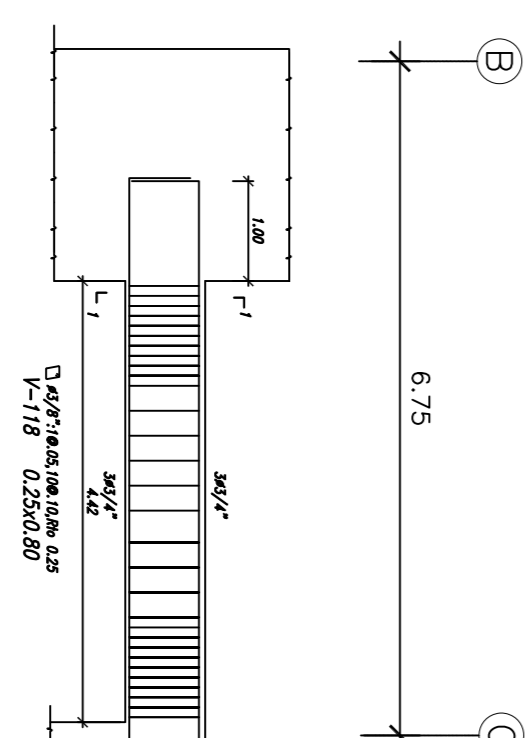


PISO DE CUARTO DE MAQUINAS Y ESCALERAS +23.10


S/C=1000Kg/m²
LOS MIZCA h=20 m
ESCALA 1/75

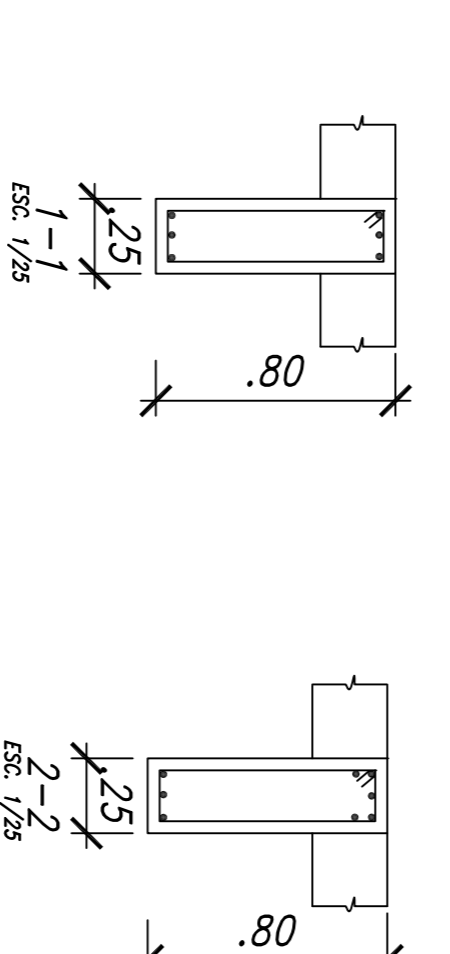
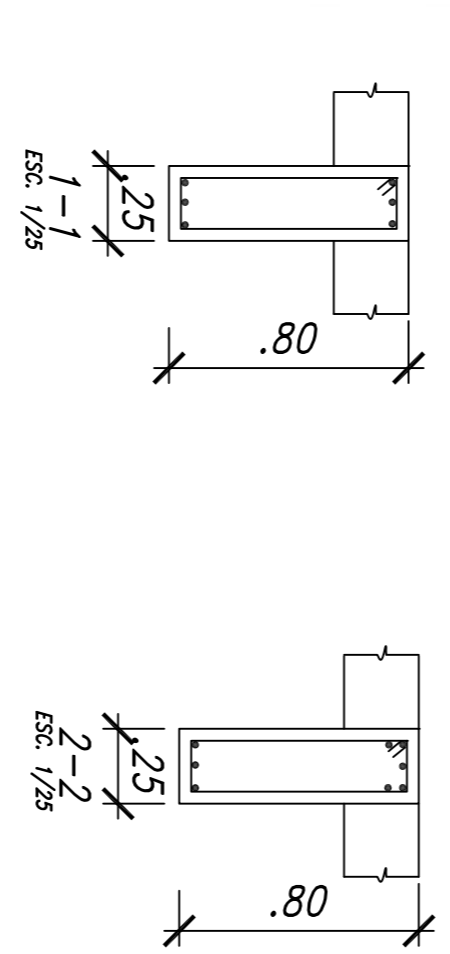
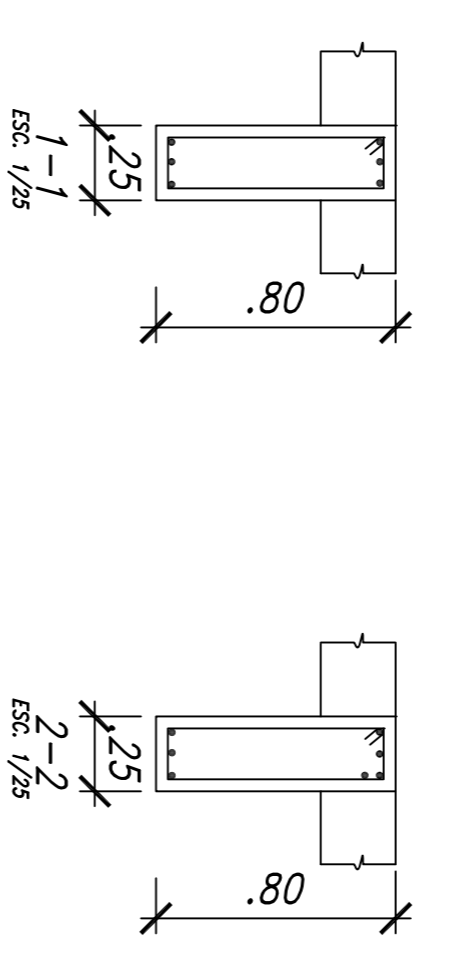
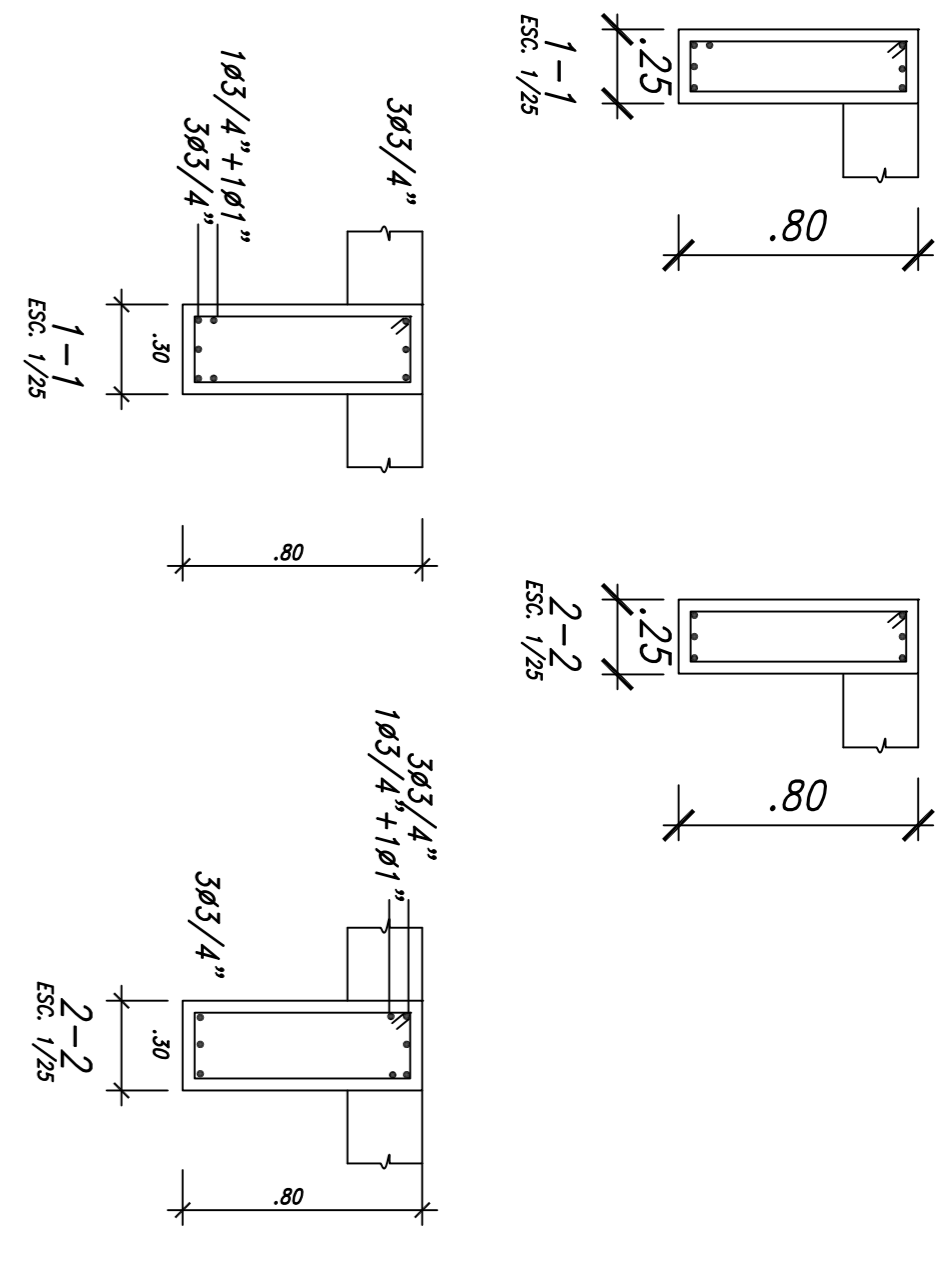
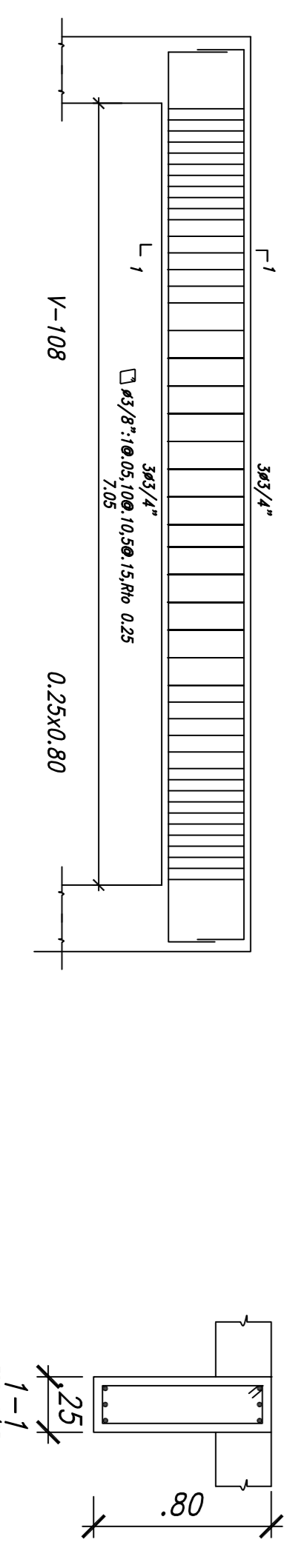
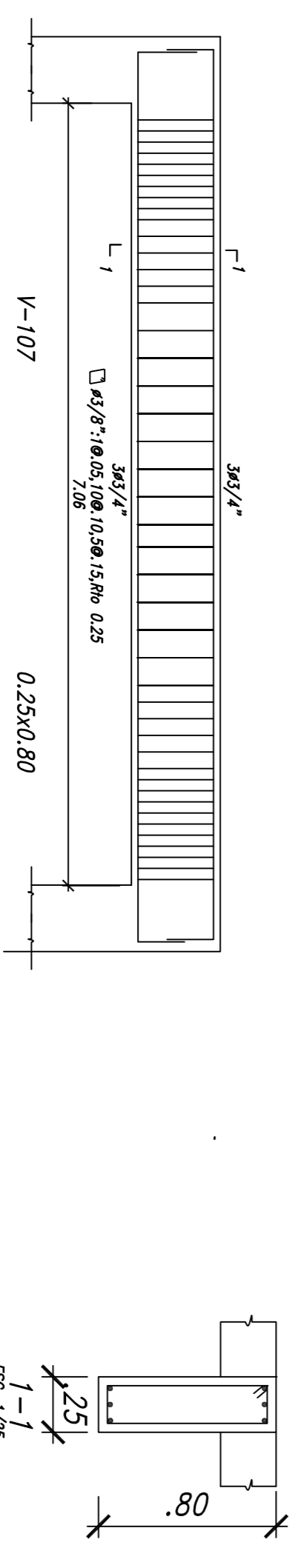
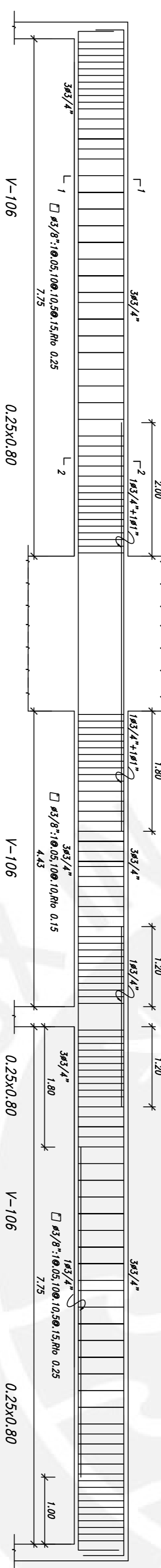
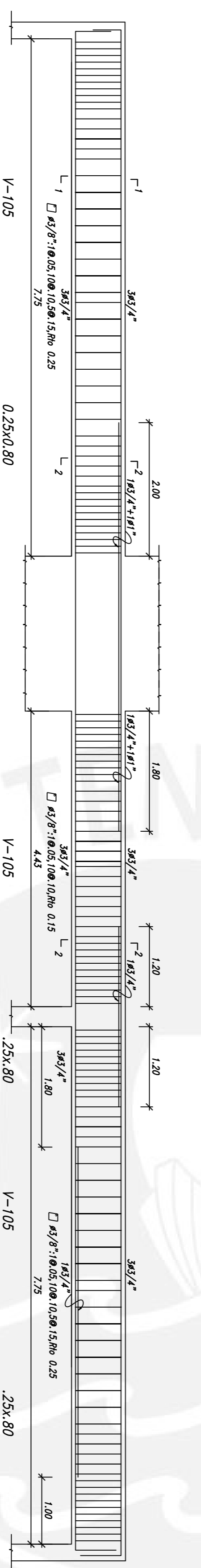
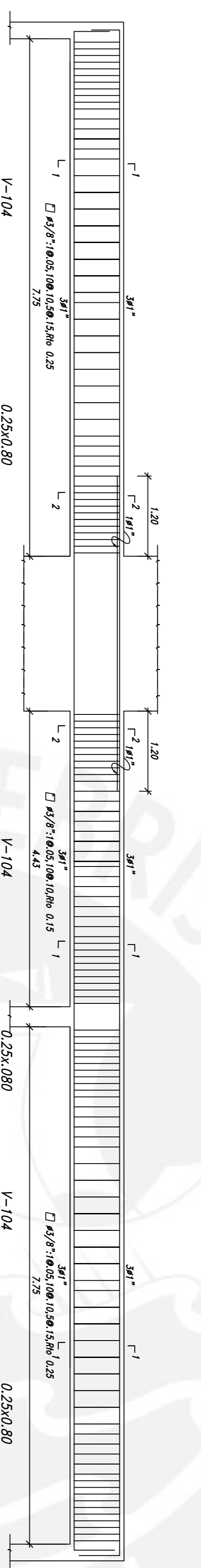
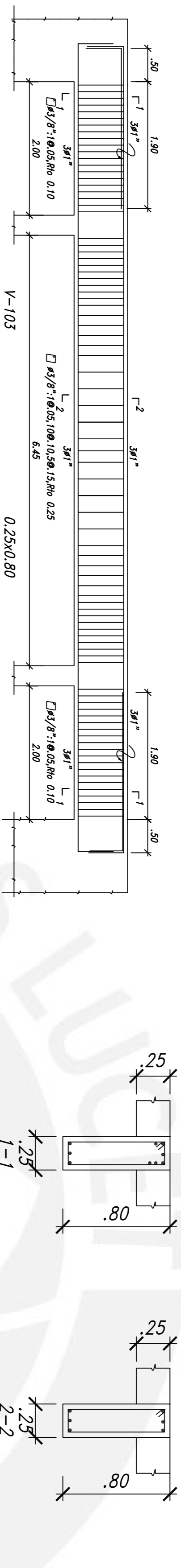
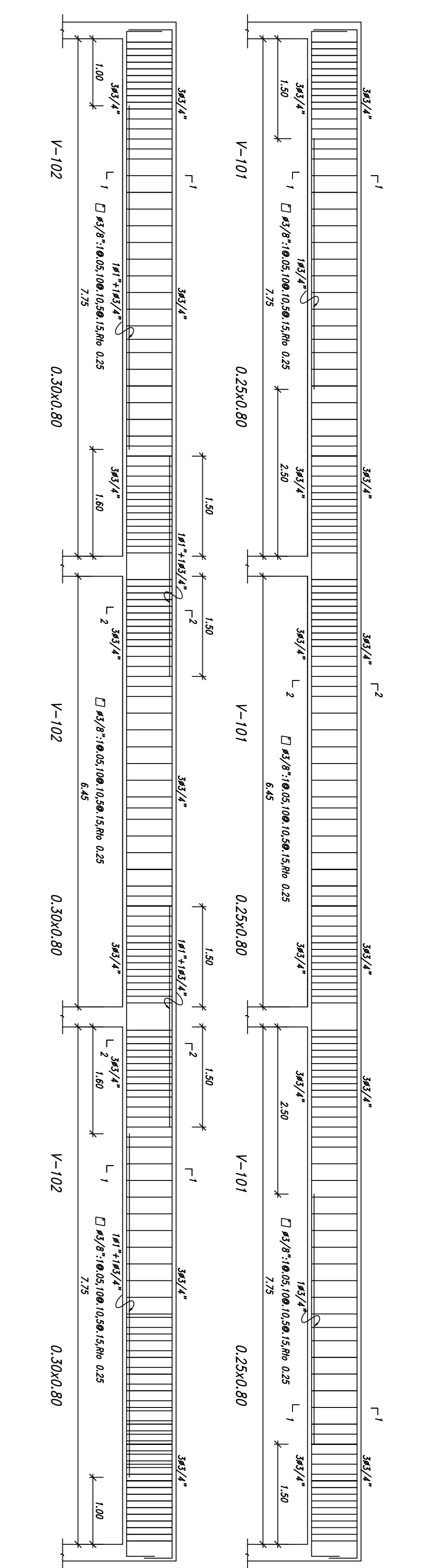



1-1
ESCALA 1/25

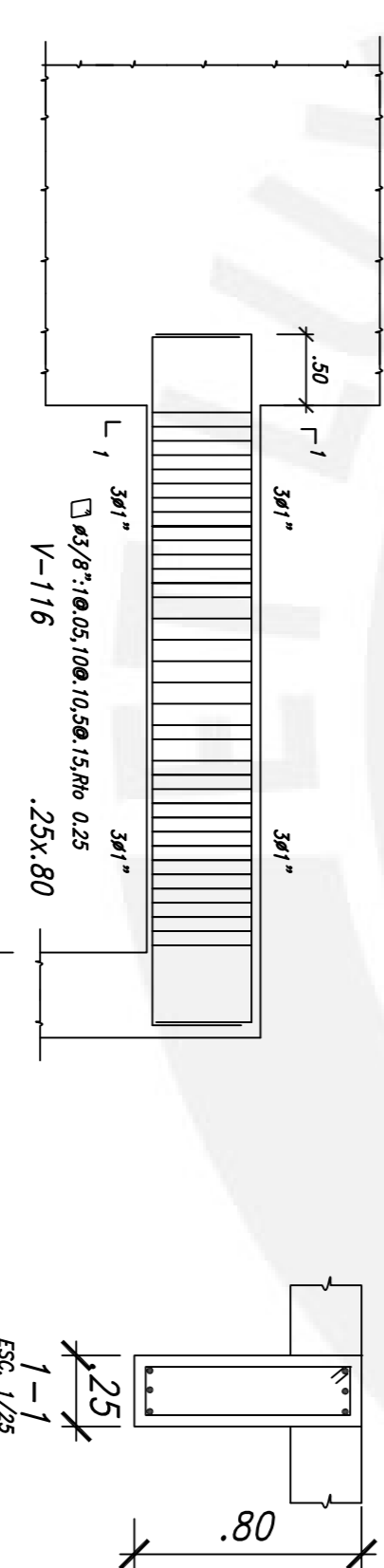
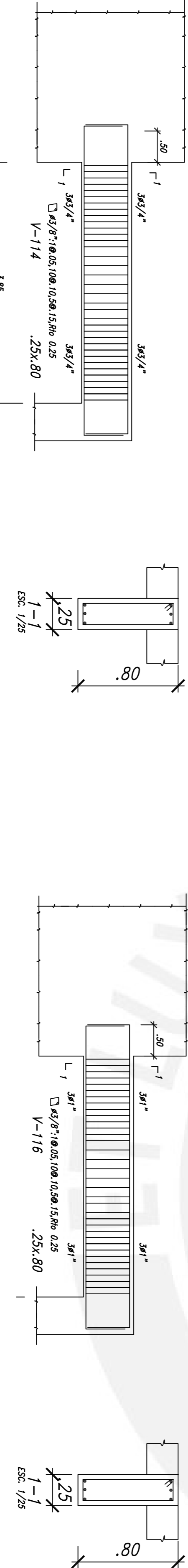
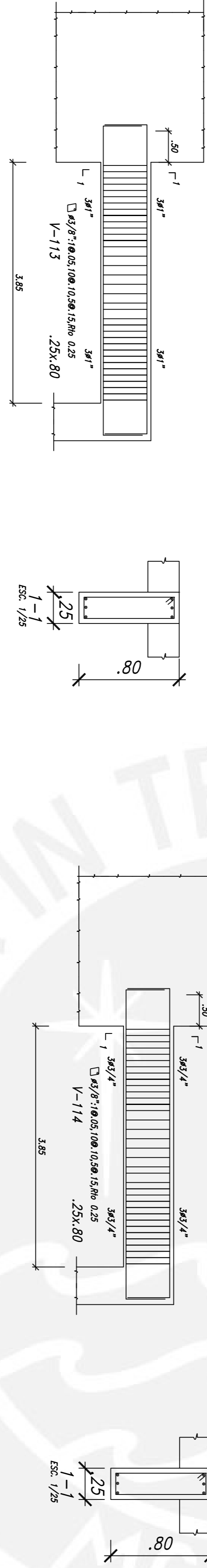
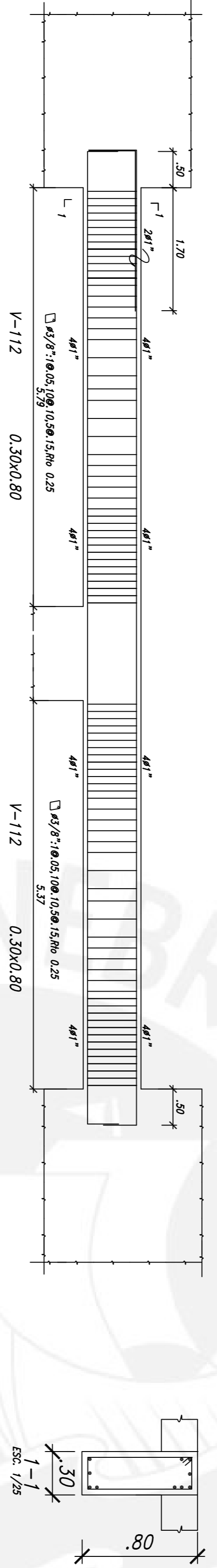
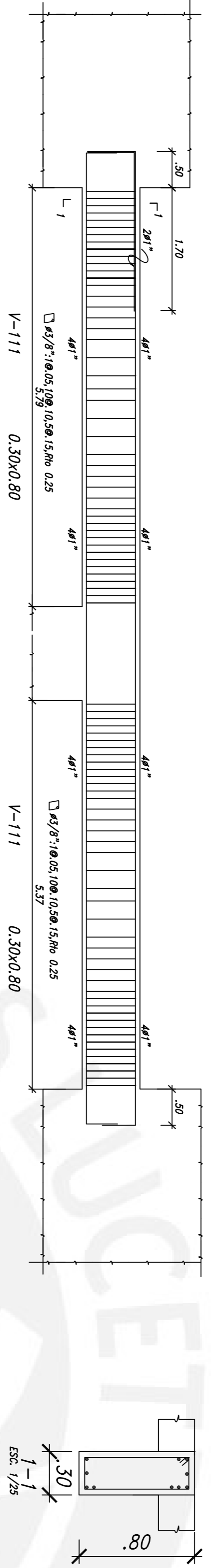
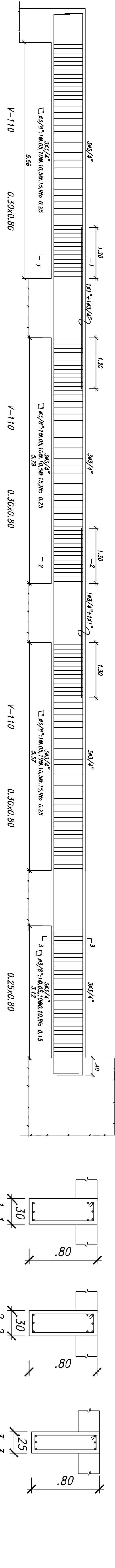
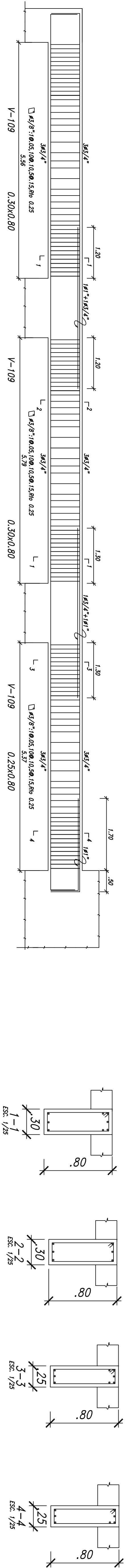


2-2
ESCALA 1/25


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
 Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 8 NIVELES
 Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA
 Pomo: ESTRUCTURAS ENCORRADO AZOTEA
 Diseñó: Bach. Jorge Luis Pomar Altaga
 Dibujo: J&P
 Fecha: Julio 2020
E-10



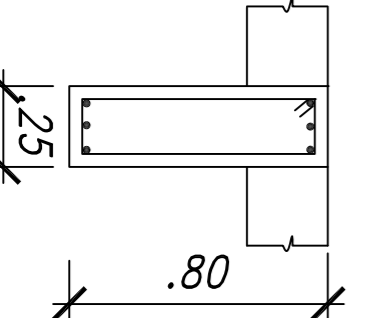
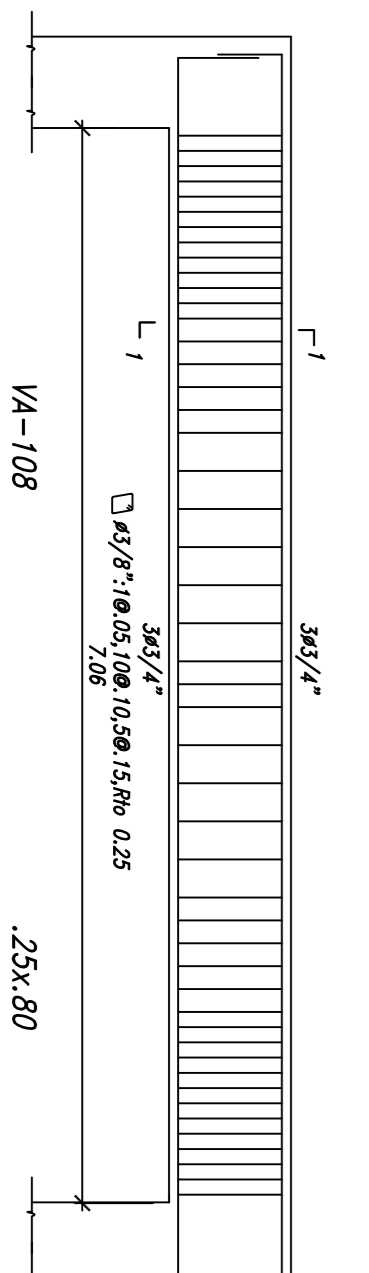
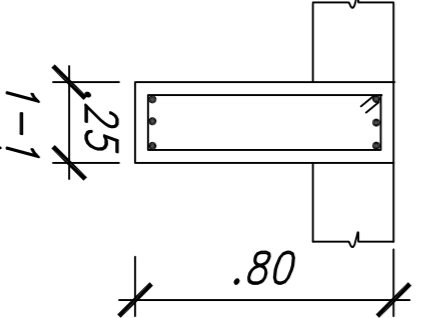
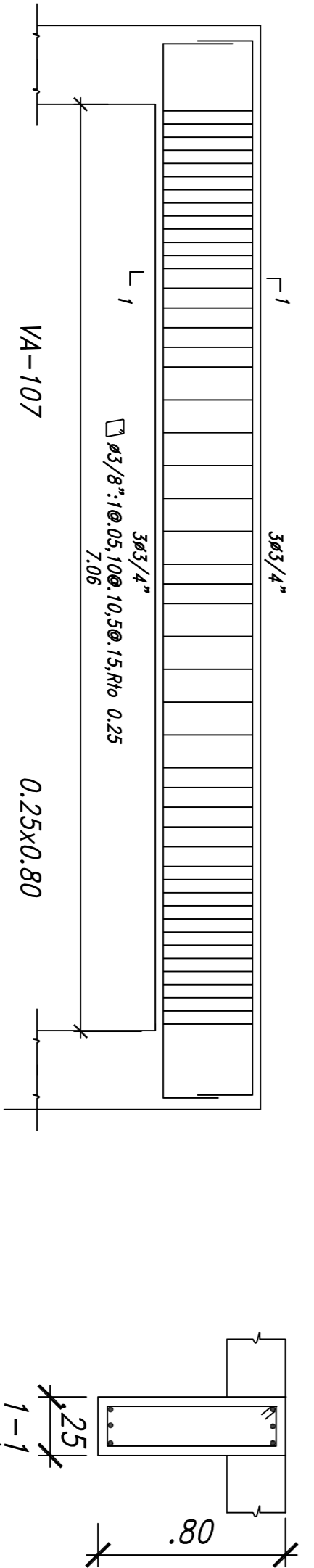
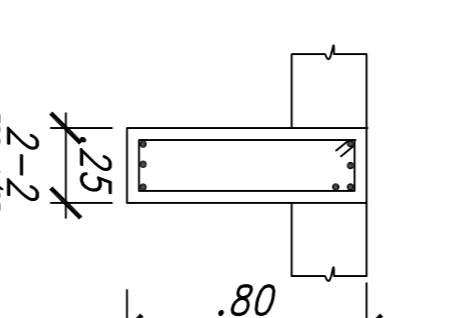
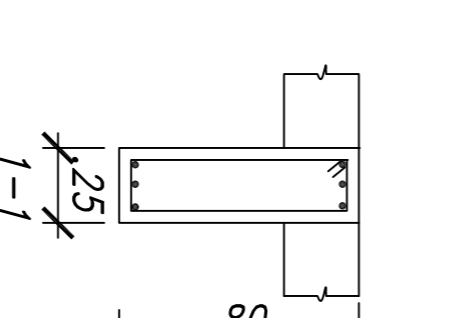
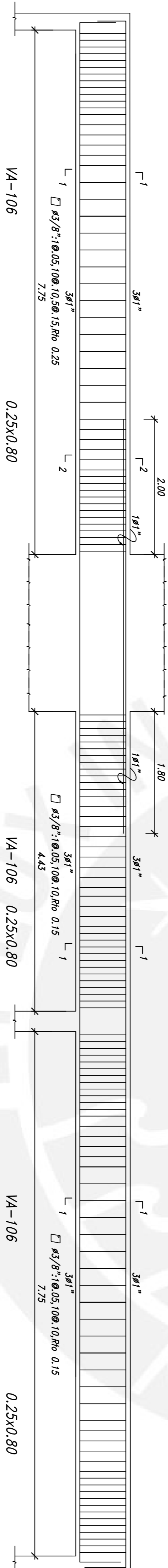
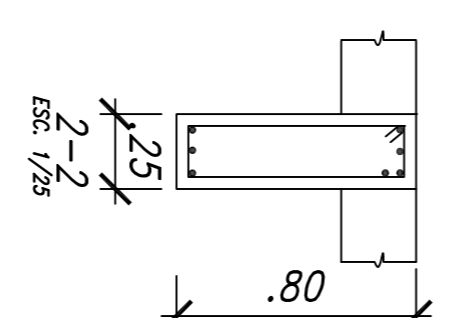
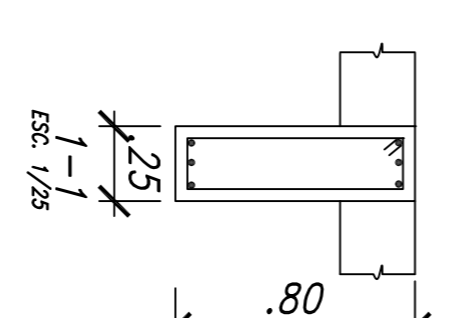
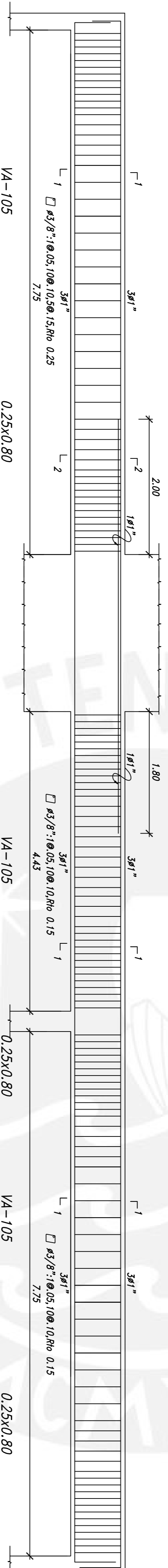
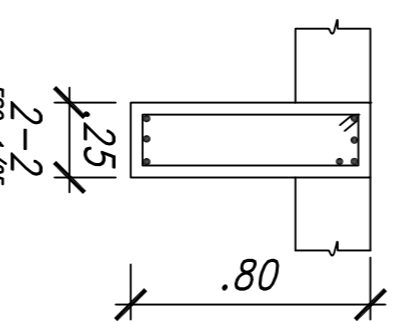
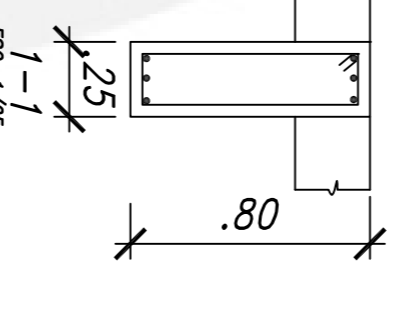
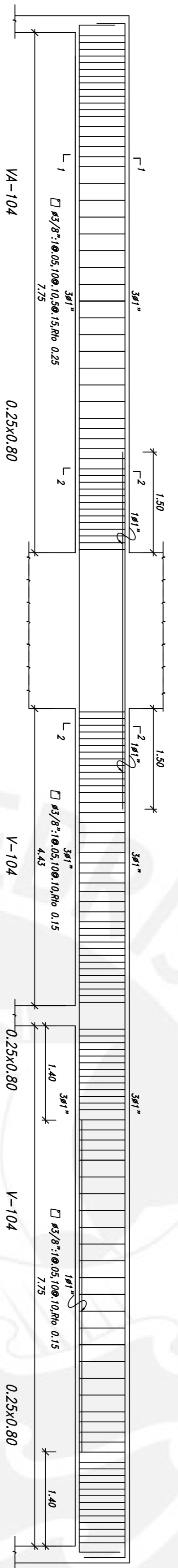
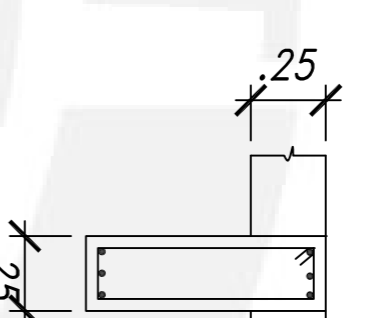
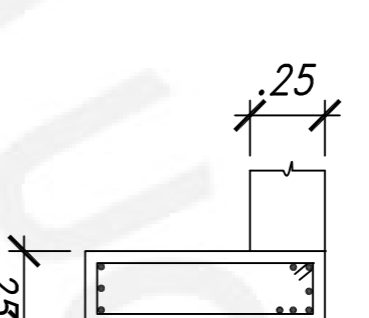
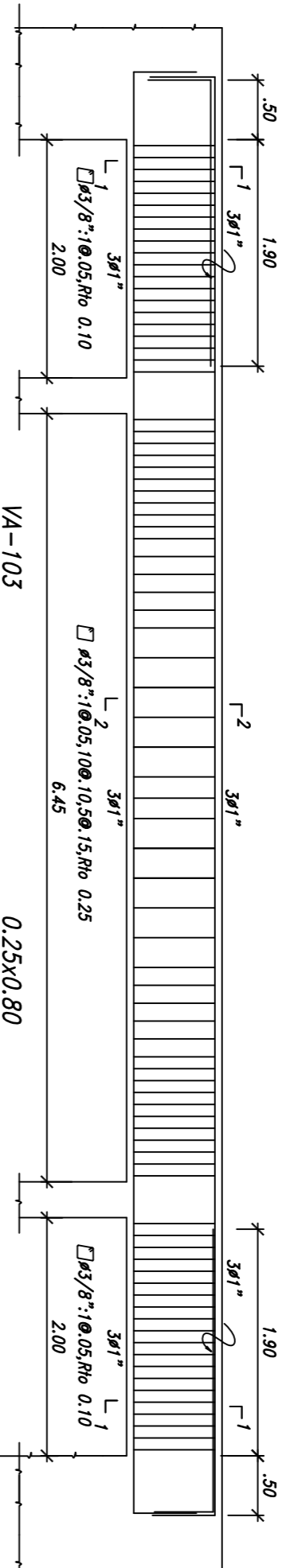
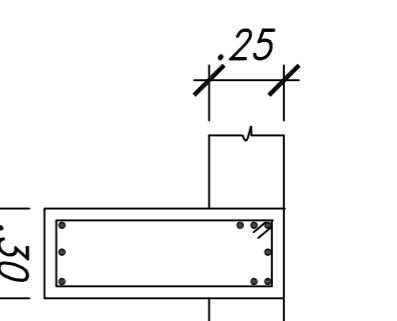
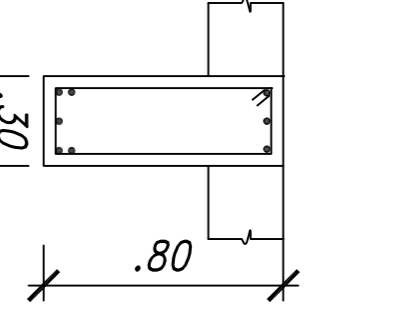
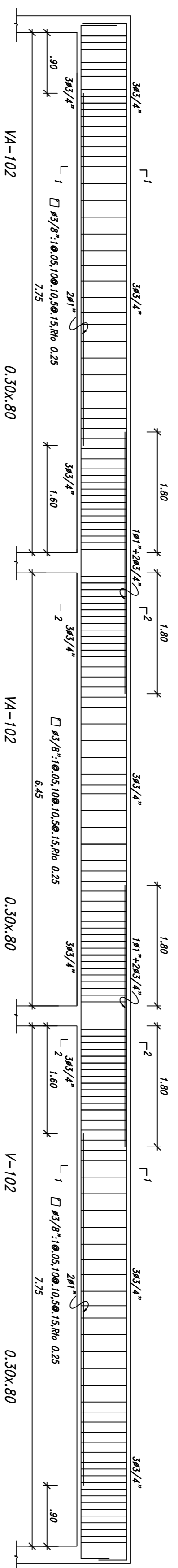
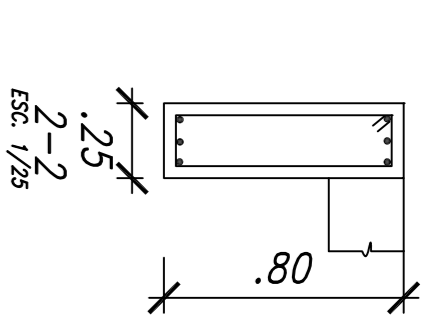
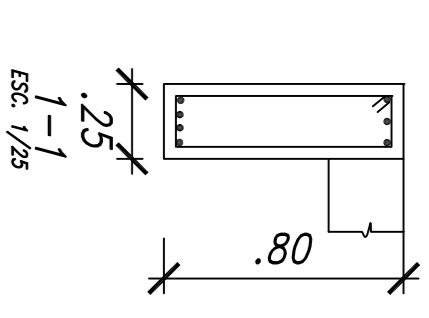
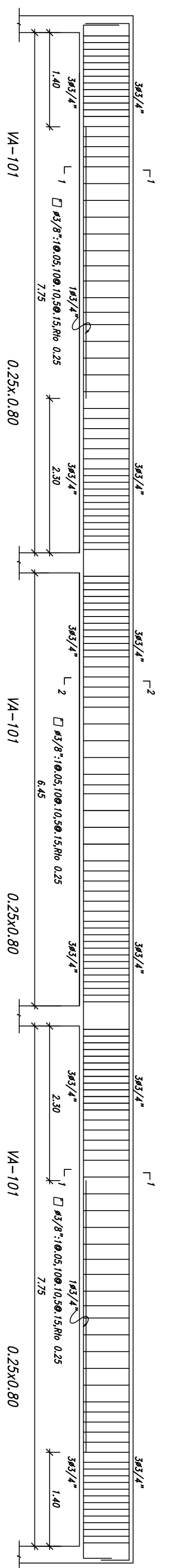
 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</p>		<p>Lima</p> <h1 style="margin: 0;">E-11</h1>
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</p>		
<p>Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES</p>	<p>Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA</p>	<p>Escala: 1/50</p>
<p>Plano: ESTRUCTURAS</p>	<p>Vigas encofrado-1</p>	<p>Fecha: Julio 2020</p>
<p>Diseño: Bach. Jorge Luis Pomar Allaga</p>	<p>Dibujo: JAP</p>	




PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATOLICA
DEL PERU

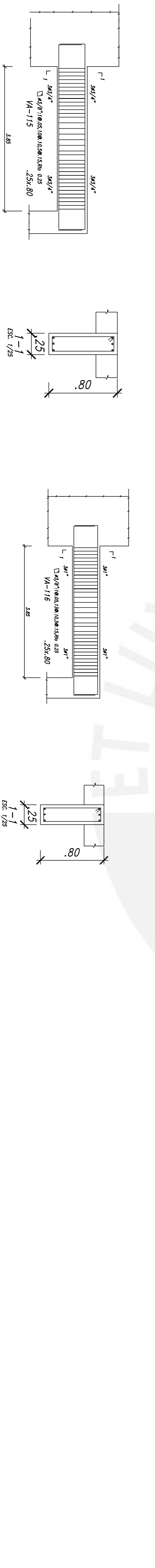
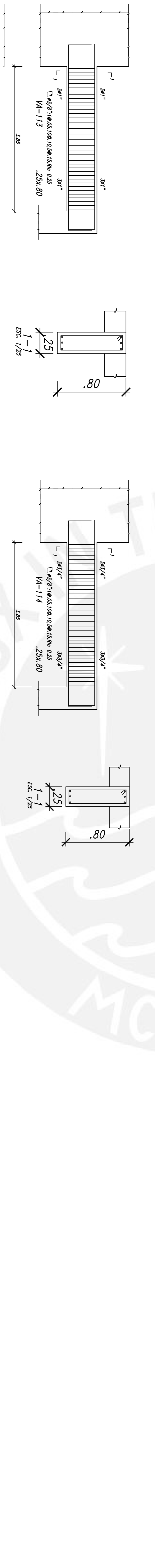
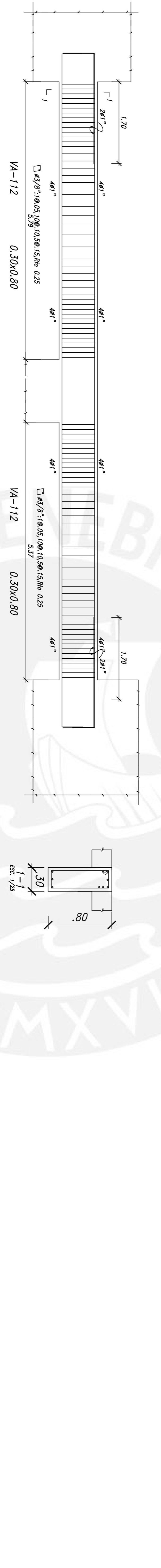
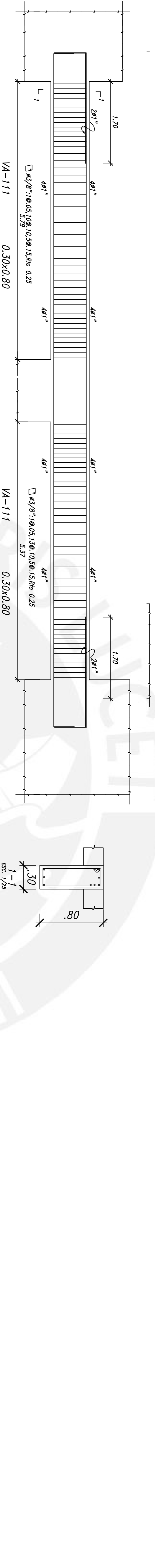
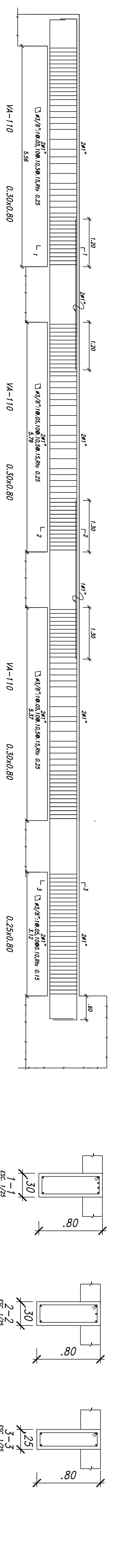
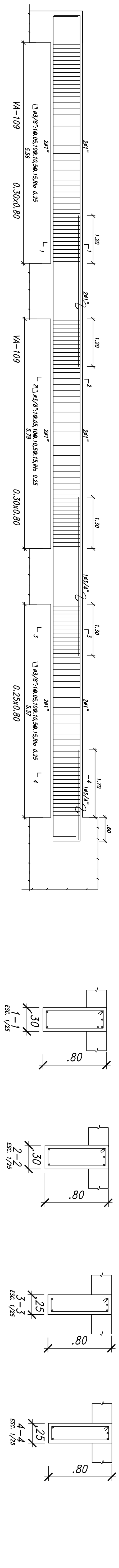
Dibujante: Bach. Jorge Luis Poma Altaga		Escalera: 1/50	
Fecha: Julio 2020		Escala: 1/50	
Punto: Vigas encofrado-2		Escalera: 1/50	
Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		Escalera: 1/50	
Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES		Escalera: 1/50	
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		Escalera: 1/50	
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		Escalera: 1/50	


E-12

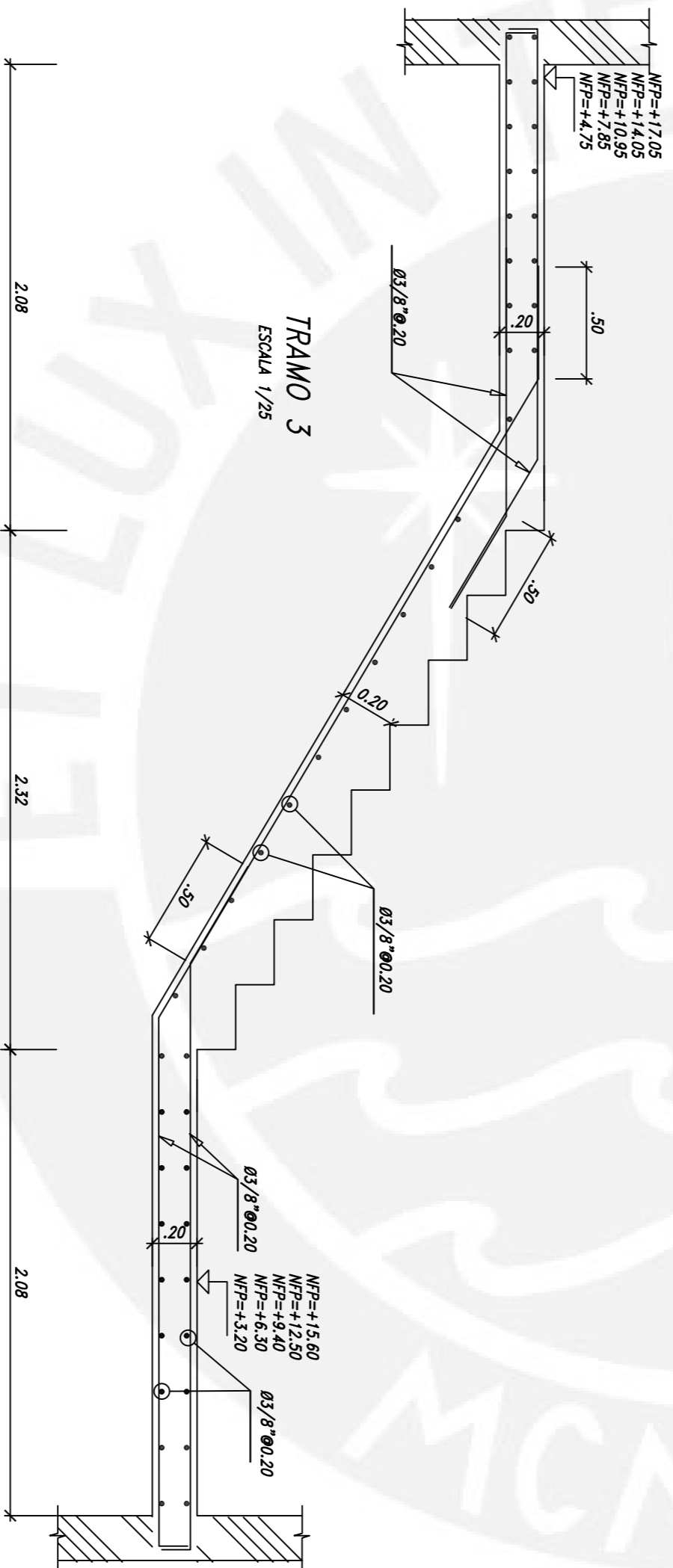
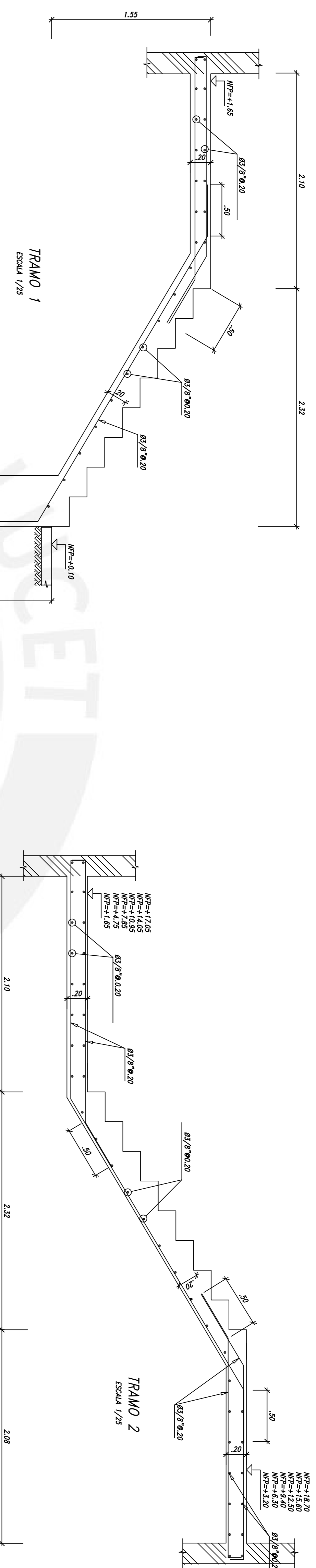




PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
 Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES
 Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA
 Pisos: ESTRUCTURAS ENCOFORDO-1
 Escala: 1/50
 Fecha: Julio 2020

Diseño: Bach. Jorge Luis Pomar Allaga
 Dibujo: J&P
E-13
 Umana



 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>		<p>Umana</p>
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>		
<p>Proyecto: EDIFICIO DE OFICINAS DE 6 NIVELES</p>		
<p>Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA</p>		
<p>Plano: ESTRUCTURAS</p>		
<p>Vigas encofrado-2</p>		
<p>Dibujo: J&P</p>	<p>Escala: 1/50</p>	<p>Fecha: Julio 2020</p>
<p>E-14</p>		



 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>		<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	
		<p>EDIFICIO DE OFICINAS DE 7 NIVELES</p>	
<p>Ubicación: DISTRITO PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA</p>		<p>Escaleras</p>	
<p>Plano: ESTRUCTURAS ESCALERAS</p>		<p>Fecha: Julio 2020</p>	
<p>Diseño: Jorge Luis Forra Allaga</p>		<p>Dibujo: J&P</p>	