

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE VIVIENDAS DE 11
PISOS DE MUROS DE CONCRETO ARMADO**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

José Carlos Balcázar Wong

ASESOR: Ing. Alejandro Muñoz Peláez

Lima, Junio 2021

RESUMEN

En el presente trabajo se realizó el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de once pisos ubicado en la Provincia Constitucional del Callao. El edificio se desarrollará sobre un estrato con capacidad portante de 1.5 kg/cm^2 .

El sistema estructural es en muros de concreto armado de 15 cm de espesor. El sistema de techado consiste en losas macizas de 10, 15 y 20 cm de espesor, dependiendo de la congestión de tuberías y las sollicitaciones de cargas. Por otro lado, para la cimentación se escogió una platea debido al rápido proceso constructivo y a la baja capacidad portante que posee el suelo.

El análisis estructural se realizó a partir de un modelo tridimensional, el cual se sometió a cargas de gravedad y de sismo. Estas sollicitaciones se obtuvieron de las Normas técnicas peruanas actuales E.020 (cargas) y E.030 (diseño Sismo resistente). Así mismo, el diseño de los elementos se realizó cumpliendo las especificaciones de la Norma E.060 para muros de concreto, techos y cimentación.

Para el análisis sísmico se empleó superposición espectral y se obtuvieron valores de derivas dentro de los parámetros permisibles establecidos por la Norma E.030. En la dirección X se obtuvo una deriva de 6.00 por mil y en la dirección Y de 5.03 por mil; siendo el valor admisible de 7.00 por mil.

Finalmente, se realizó el diseño de cada uno de los elementos. Los resultados obtenidos demandan una cantidad moderada de acero estructural. Esto hace notar el nivel de ahorro y la rapidez constructiva con la que se desarrollan este tipo de sistemas estructurales con gran densidad de muros de concreto.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES	2
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO	2
1.2. SISTEMA ESTRUCTURAL	4
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	5
2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	5
2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	5
2.2.1. Predimensionamiento de Losas macizas:	5
2.2.2. Predimensionamiento escaleras:	7
2.2.3. Predimensionamiento muros de concreto armado:	8
2.2.4. Predimensionamiento de la platea:	9
2.2.5. Predimensionamiento de la viga de cimentación:	11
CAPÍTULO 3: MODELOS ESTRUCTURALES PARA EL ANÁLISIS	13
3.1. MODELO ESTRUCTURAL PARA LOSA MACIZA	13
3.2. MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	13
3.3. MODELO ESTRUCTURAL DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN	14
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD Y METRADO	16
4.1. CARGAS DE DISEÑO	16
4.2. METRADO DE CARGAS	16
4.2.1. Metrado de cargas de losas macizas:	16
4.2.2. Metrado de la escalera:	18
4.2.3. Metrado de Muros:	18
CAPÍTULO 5: ANALISIS SISMICO	21
5.1. ANÁLISIS MODAL	21
<u>Período Fundamental:</u>	22
5.2. PARAMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SISMICO	22
5.3. MÉTODO ESTÁTICO:	24
5.4. ANÁLISIS ESPECTRAL:	25
5.4.1. Análisis por superposición espectral.	25
5.4.2. Verificación de irregularidad estructural y coeficiente de reducción sísmica final (R): 26	
5.4.3. Control de desplazamientos laterales.	29
5.4.4. Fuerza Cortante de diseño.	31
5.4.5. Momento volcante y estabilidad al volteo	32
5.5. JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA.	37
CAPÍTULO 6: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	38
6.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO:	38
6.2. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS:	39
6.2.1. Diseño por cortante:	39
6.2.2. Diseño por flexión:	39
6.2.3. Cálculo de deflexiones:	41
6.2.4. Ejemplo de diseño de losa maciza:	42
6.3. DISEÑO DE MUROS:	46
6.3.1. Diseño por flexocompresión:	46
6.3.2. Diseño por Cortante:	48
6.3.3. Ejemplo de diseño de muro:	49
6.4. DISEÑO DE CIMENTACIÓN:	62
6.4.1. Características de la cimentación:	63
6.4.2. Diseño de la platea de cimentación	65
<u>Diseño por cortante de la platea:</u>	65

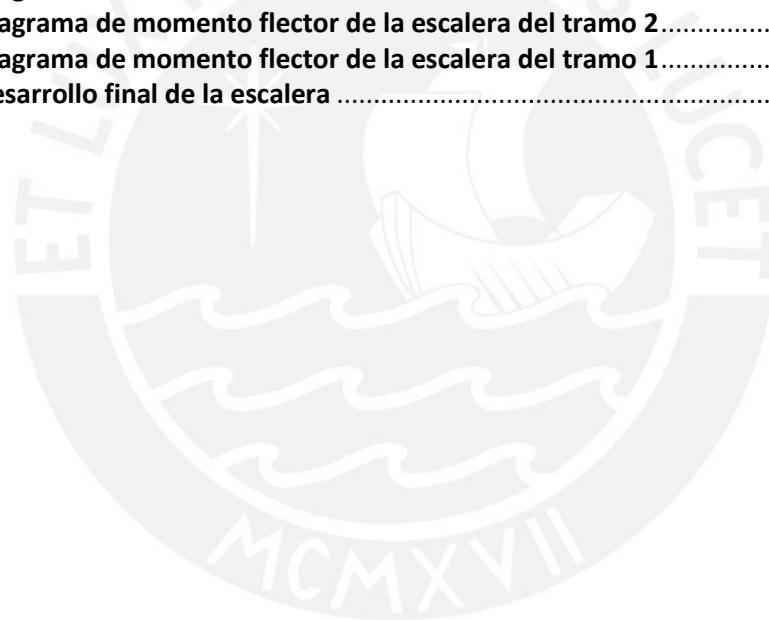
<u>Diseño por flexión de la platea:</u>	67
<u>Diseño de la viga de cimentación:</u>	70
<u>Diseño del Pit del ascensor:</u>	73
6.5. DISEÑO DE ESCALERA:	76
6.5.1. Diseño por cortante:	76
6.5.2. Diseño por flexión:	77
CAPÍTULO 7: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	80
BIBLIOGRAFÍA	82
ANEXOS	83



LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Distribución arquitectónica del 1er. Piso	2
Figura 1.2 Distribución arquitectónica del Piso Típico	3
Figura 1.3 Elevación Frontal	3
Figura 1.4 Distribución de muros del 1er. Piso	4
Figura 2.1 Sistema estructural para el edificio	6
Figura 2.2 Esquema de escalera	7
Figura 2.3 Silueta platea de cimentación con excentricidades calculadas	10
Figura 2.4 Áreas de compresión para ambas direcciones	11
Figura 2.5 Esquema de la viga de cimentación	12
Figura 3.1 Modelo de losa maciza en SAFE	13
Figura 3.2 Modelo estructural del edificio en análisis	14
Figura 3.3 Tabla módulo de balasto según la capacidad portante del suelo	15
Figura 3.4 Modelo de la platea en SAFE	15
Figura 4.1 Momentos flectores en la dirección X-X	17
Figura 4.2 Momentos flectores en la dirección Y-Y	17
Figura 4.3 Distribución de área tributaria para PL-02	19
Figura 4.4 Fuerza axial por carga muerta en la placa P-02	20
Figura 4.5 Fuerza axial por carga viva en la placa P-02	20
Figura 5.1 Curva de valores con los espectros de diseño	26
Figura 5.2 Factores de reducción debido a las irregularidades en altura y en planta	27
Figura 5.3 Dimensiones esquinas entrantes	29
Figura 5.4 Fuerza cortante por piso producida por el sismo en la dirección X-X	31
Figura 5.5 Fuerza cortante por piso producida por el sismo en la dirección Y-Y	31
Figura 5.6 Centros de masas y distancia al eje de volteo en dirección de sismo X-X	33
Figura 5.7 Momento Volcante para sismo en la dirección X-X	34
Figura 5.8 Centros de masas y distancia al eje de volteo en dirección de sismo Y-Y	35
Figura 5.9 Momento Volcante para sismo en la dirección Y-Y	36
Figura 6.1 Condiciones de apoyo para cálculo de inercia efectiva	42
Figura 6.2 Distribución de momentos en la dirección X-X	43
Figura 6.3 Distribución de momentos en la dirección Y-Y	44
Figura 6.4 Confinamiento en muros	47
Figura 6.5 Muro PL-07	49
Figura 6.6 Esquema de dimensiones para ambas direcciones del muro PL-07	51
Figura 6.7 Distribución de refuerzo en el Section Designer	53
Figura 6.8 Diagrama de interacción para la dirección X-X	54
Figura 6.9 Diagrama de interacción para la dirección Y-Y	54
Figura 6.1B Cálculo de la deformación del acero a través de diagrama de momento-curvatura para 90°	57
Figura 6.2B Cálculo de la deformación del acero a través de diagrama de momento-curvatura para 270°	58
Figura 6.3B Cálculo de la deformación del acero a través de diagrama de momento-curvatura para 0°	59
Figura 6.4B Cálculo de la deformación del acero a través de diagrama de momento-curvatura para 180°	60

Figura 6.5B Detalles de refuerzo en placa PL-07	62
Figura 6.6B Esquema de platea con vigas de cimentación.....	63
Figura 6.7B Presiones del suelo para cargas de gravedad	64
Figura 6.8B Presiones del suelo considerando el Sismo en la dirección X-X.....	64
Figura 6.9B Presiones del suelo considerando el Sismo en la dirección Y-Y	65
Figura 6.1C Diagrama de fuerzas cortante en la dirección V13	66
Figura 6.2C Diagrama de fuerzas cortante en la dirección V23	66
Figura 6.3C Momentos de la platea en la dirección X-X.....	67
Figura 6.4C Momentos de la platea en la dirección Y-Y.....	68
Figura 6.5C Diseño final de la platea.....	70
Figura 6.6C Diagrama de momentos flectores de la viga de cimentación.....	71
Figura 6.7C Diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación	72
Figura 6.8C Diseño final de la viga de cimentación	73
Figura 6.9C Distribución de presión del suelo	74
Figura 6.1D Diagrama de momento flector del PIT del ascensor.....	74
Figura 6.2D Diagrama de fuerza cortante del PIT del ascensor	74
Figura 6.3D Distribución de refuerzo en muro del PIT del ascensor.....	75
Figura 6.4D Diagrama de fuerza cortante de la escalera del tramo 1	76
Figura 6.5D Diagrama de fuerza cortante de la escalera del tramo 2	77
Figura 6.6D Diagrama de momento flector de la escalera del tramo 2.....	77
Figura 6.7D Diagrama de momento flector de la escalera del tramo 1.....	78
Figura 6.8D Desarrollo final de la escalera	79



LISTA DE TABLA

Tabla 2.1 Cargas en la base de la estructura	9
Tabla 2.2 Fuerzas en servicio para cálculo de esfuerzos en la platea	10
Tabla 2.3 Excentricidad en ambas direcciones	10
Tabla 4.1 Metrado para techo de piso típico.....	16
Tabla 4.2 Metrado para techo de azotea.....	16
Tabla 4.3 Metrado de cargas de gravedad para PL-02	19
Tabla 5.1 Modos de Vibración en la dirección X-X.	21
Tabla 5.2 Modos de Vibración en la dirección Y-Y.	22
Tabla 5.3 Valores del factor de zona según la Norma E.030.	22
Tabla 5.4 Valores del coeficiente de reducción "R0".	24
Tabla 5.5 Peso del edificio.....	25
Tabla 5.6 Fuerza Cortante estática.....	25
Tabla 5.7 Relación desplazamiento máximo de entrepiso con desplazamiento del CM en la dirección XX	28
Tabla 5.8 Relación desplazamiento máximo de entrepiso con desplazamiento del CM en la dirección YY.....	28
Tabla 5.9 Derivas y desplazamientos máximos para la dirección X-X.	30
Tabla 5.1B Derivas y desplazamientos máximos para la dirección Y-Y.	30
Tabla 5.2B Factores de diseño.....	32
Tabla 6.1 Factores de reducción de resistencia	38
Tabla 6.2 Mallas mínimas para espesores de losa maciza	43
Tabla 6.3 Resultados del análisis por flexión.....	44
Tabla 6.4 Cargas en primer piso para el muro PL-07	50
Tabla 6.5 Cargas amplificadas para el muro PL-07	50
Tabla 6.6 Refuerzo utilizado en la platea.....	68

INTRODUCCIÓN

El proyecto de tesis desarrollado consiste en el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de once pisos ubicado en la Provincia Constitucional del Callao. Este tiene un sistema estructural conformado por muros de concreto. Asimismo, la cimentación consiste en una platea de cimentación apoyada sobre el terreno natural. La capacidad portante del suelo es de 1.5 kg/cm².

Para el análisis se utilizaron los Softwares: Etabs, Sap2000 y Safe. El diseño se realizó en base a lo estipulado en las Normas de edificación.

El objetivo principal del proyecto es realizar el diseño estructural del edificio ante solicitaciones sísmicas y de gravedad, cumpliendo con las especificaciones de las Normas técnicas peruanas.

En el primer capítulo, se presentan los aspectos generales del proyecto en donde se dan las descripciones arquitectónicas, así como el sistema estructural empleado. En el segundo capítulo, se detallan los criterios de estructuración y predimensionamiento de los elementos. (Losas, muros, plateas). Luego, en el capítulo tres, se muestra el análisis por cargas de gravedad, en donde se detallan los metrados para cada elemento.

En el capítulo cuatro, se muestran los modelos estructurales desarrollados a partir de los softwares mencionados anteriormente.

Más adelante, en el capítulo cinco, se presenta el análisis sísmico de acuerdo con las consideraciones expuestas en la Norma de diseño Sismoresistente E.030. Se desarrolla el método estático y dinámico. Además, se realiza la verificación de que las derivas sean menores que los valores permisibles.

El capítulo seis se enfoca en el diseño de los elementos estructurales. Se presentan las consideraciones de diseño. Se realizaron los diseños por flexión, cortante y flexo compresión para las losas, escaleras, muros, platea de cimentación, vigas de cimentación y muros del PIT del ascensor.

Finalmente, en el capítulo siete se presentan los comentarios y conclusiones elaboradas según los resultados obtenidos en el diseño del proyecto.

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El edificio pertenece a un conjunto habitacional ubicado en la Provincia Constitucional del Callao.

El edificio multifamiliar es de 11 pisos con un área techada de 468 m² por piso, alturas de entrepiso de 2.42 m y una altura total de 26.62 m.

El edificio consta de un ingreso principal que conduce hacia los departamentos del primer nivel y hacia el ascensor y la escalera para el acceso a los niveles superiores.

La planta del edificio es típica y tiene 6 departamentos por nivel los cuales están conformados por sala-comedor, cocina-lavandería, pasadizo, dos dormitorios simples, un dormitorio principal con baño y un baño de uso común.

A continuación, se muestran las plantas y cortes arquitectónicos del edificio.

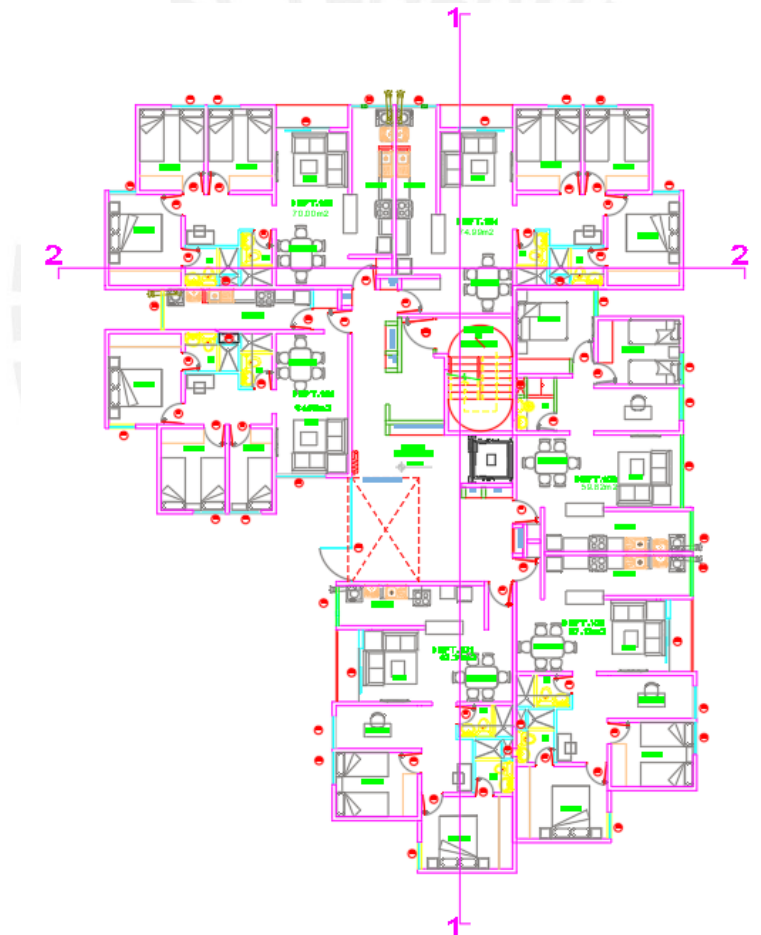


Figura 1.1 Distribución arquitectónica del 1er. Piso

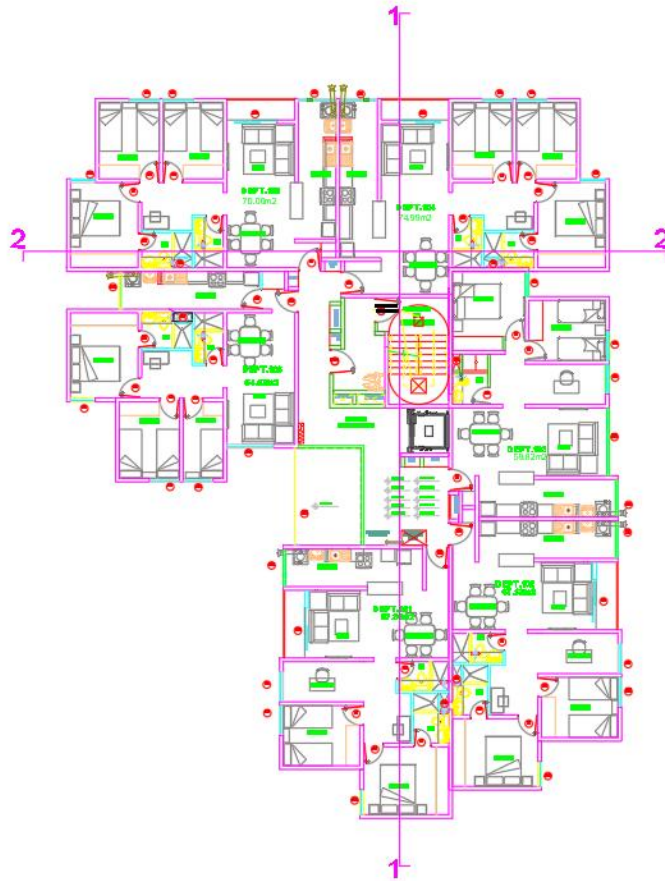


Figura 1.2 Distribución arquitectónica del Piso Típico



Figura 1.3 Elevación Frontal

1.2. SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural que se ha utilizado es de muros de concreto armado de 15 cm de espesor, el cual ventajosamente es de rápida construcción y relativamente de bajo costo. Una característica importante de este tipo de estructura es la gran cantidad de muros en las dos direcciones. Por lo tanto, se usan todos los muros como portantes.

Entonces, no será necesario el uso de pórticos debido a la gran densidad de muros. Estos serán los encargados de tomar todas las solicitaciones sísmicas y de gravedad.

Para el techado se utilizan losas macizas. La tabiquería y parapetos son ladrillos sílico-calcáreos del tipo P10.

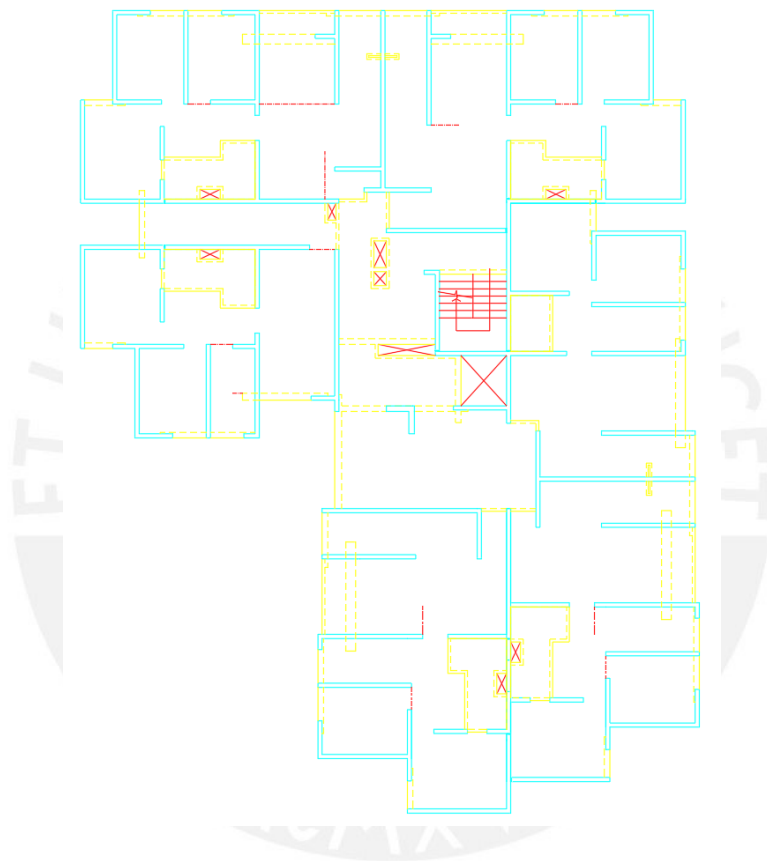


Figura 1.4 Distribución de muros del 1er. Piso

El edificio se apoyará sobre un suelo rígido (S1) con capacidad portante de 1.5 kg/cm². Se opta por utilizar una platea de cimentación apoyada con vigas de cimentación. Esta opción es la más factible debido a la baja capacidad portante mencionada y a la alta densidad de muros estructurales.

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Como se mencionó anteriormente, la estructura consiste en muros de concreto armado de 15 cm de espesor, encargados de soportar las solicitaciones sísmicas y de gravedad. De acuerdo con lo expuesto en la Norma E.030, este edificio no puede ser considerado con un sistema de muros de ductilidad limitada puesto que cuenta con más de 8 pisos de altura. Es por este motivo que se escogió un espesor de muros de 15 cm.

Por otro lado, al presentar pequeñas áreas tributarias y luces cortas entre muros, se optó por considerar losas macizas de 10 cm de espesor, a excepción de los pasadizos y baños en donde se consideraron losas de 15 y 20 cm, respectivamente. Dentro del predimensionamiento de las losas se detalla el porqué de estas consideraciones.

Finalmente, en cuanto a la cimentación, se escogió una platea debido a la gran densidad de muros y a la baja capacidad portante que posee el suelo.

2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Luego de haber definido la estructuración del edificio, se procede a establecer las dimensiones de los elementos en base a los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Es importante mencionar que las dimensiones propuestas son tentativas y están sujetas a comprobaciones posteriores, ya sea en el análisis sísmico o en el diseño en sí.

2.2.1. Predimensionamiento de Losas macizas:

Se optó por utilizar losas macizas, las cuales trabajarán en dos direcciones. De acuerdo con las recomendaciones del libro “Estructuración y Diseño de Concreto Armado” del Ing. Blanco, el espesor de un paño que se apoye en sus 4 lados no deberá ser menor que su perímetro entre 180; mientras que para un paño que se apoye en 3 lados, el espesor no deberá ser menor que el perímetro entre 140.

En la zona del corredor y escalera se presentan los paños de mayor dimensión, siendo el mayor el que se encuentra entre los ejes 6 y 9 con M y J'. El perímetro de este es de 21 m. aproximadamente y está apoyada en 3 lados, por lo tanto, se optó por un espesor de losa de 15 cm. Entonces, en los pasadizos se consideran losas de 15 cm de espesor.

El resto de las losas no presentan perímetros grandes, por lo que no habría ningún inconveniente en considerarlas de 10 cm de espesor.

Por otro lado, para la zona de baños se consideran losas de 20 cm de espesor debido a la gran densidad de tuberías que circulan dichas zonas.



LOSA DE H=0.10m:
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 8\text{mm} @ .25$



LOSA DE H=0.15m:
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 6\text{mm} @ .25$
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 8\text{mm} @ .25$



LOSA DE H=0.20m:
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 6\text{mm} @ .20$
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 8\text{mm} @ .20$

(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

Figura 2.1 Sistema estructural para el edificio

2.2.2. Predimensionamiento escaleras:

Se muestra un esquema con las dimensiones de la escalera.

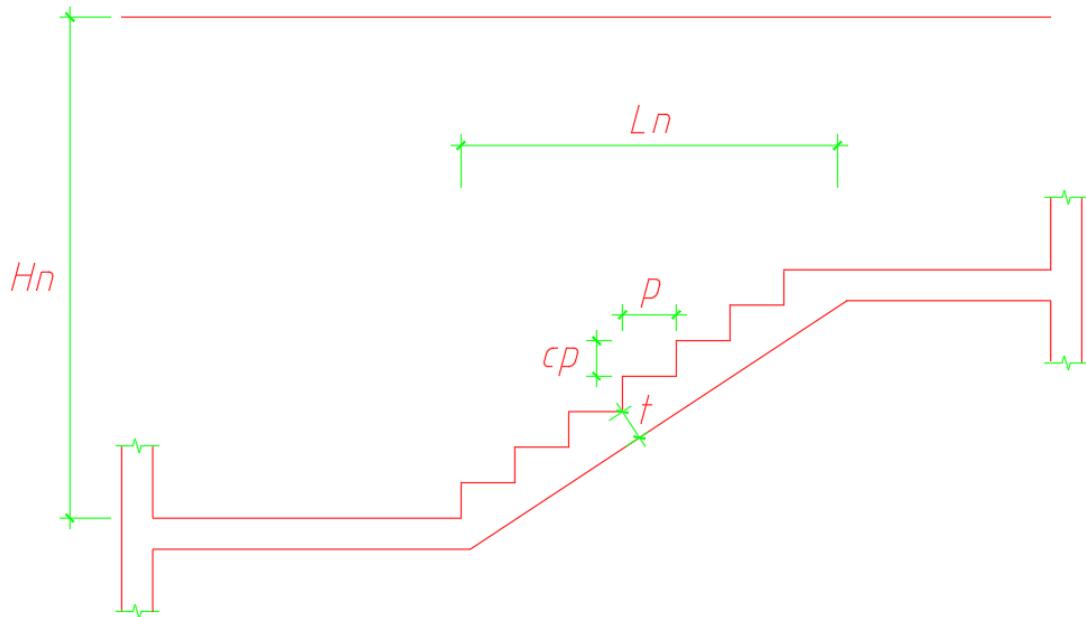


Figura 2.2 Esquema de escalera

Donde,

H_n = altura de entrepiso

L_n = Proyección horizontal del tramo inclinado de la escalera

p = paso

cp = contrapaso

t = garganta

Para la dimensión del paso de la escalera se tomó 26 cm, tal como se indica en los planos arquitectónicos.

El contrapaso se calcula dividiendo la altura de entrepiso entre el número de contrapasos propuestos por arquitectura. Para el edificio en análisis, se tiene una altura de entrepiso $H_n = 2.42$ cm y 14 contrapasos; por lo tanto, la altura de cada contrapaso es de 0.173 cm.

El espesor de la garganta se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t = \frac{L_n}{25} \quad \text{o} \quad \frac{L_n}{20}$$

La longitud de la proyección horizontal del tramo inclinado es de 1.82m. Entonces el espesor de la garganta correspondería entre 7.5 y 9 cm. Sin embargo, se optó por considerar una garganta de 15 cm de espesor, al igual que las losas de los pasadizos adyacentes. Esto para facilitar el vaciado.

2.2.3. Predimensionamiento muros de concreto armado:

Los muros de concreto son los encargados de soportar la fuerza cortante producida por el sismo en ambas direcciones y las cargas de gravedad (cargas muertas y cargas vivas). De acuerdo con lo explicado anteriormente, se utilizarán como mínimo muros de 15 cm de espesor.

Para estimar la cantidad y longitud necesaria de muros para una dirección, compararemos la fuerza sísmica basal con la resistencia a fuerza cortante de todos los muros de 15 cm de espesor.

Para el cálculo de la cortante basal se necesita el peso total del edificio.

Para calcular el peso del edificio se estima un factor de 0.85 ton/m², típico para edificios de este tipo. El área total de los 11 pisos es de 5215 m² aproximadamente.

El peso del edificio será la multiplicación del factor asumido por el área total. Entonces:

$$P \text{ total} = 5215 \text{ m}^2 \times 0.85 \text{ ton/m}^2 = 4433 \text{ ton.}$$

Además, se presentan los parámetros para el análisis sísmico:

Factor de Zonificación: $Z = 0.45$

Factor de Uso: $U = 1$

Factor de Sitio: $S = 1$

Factor de Amplificación Sísmica (C): este valor depende del periodo fundamental. El periodo para un edificio estructurado por muros de concreto armado se estima: $T = h_n/60$, donde h_n es la altura del edificio.

Para nuestro caso tenemos una altura de 26.62 m, por lo tanto, el periodo fundamental estimado es 0.45 s. Asimismo, para un valor de plataforma de $T_p = 0.4$; tenemos $C = 2.5 \times 0.4/0.45 = 2.22$.

$R_x = 6$ (Se asume que el edificio es regular para este análisis preliminar). El cálculo a detalle de este valor se presentará en el capítulo del Análisis Sísmico.

$R_y = 6$ (Se asume que el edificio es regular para este análisis preliminar). El cálculo a detalle de este valor se presentará en el capítulo del Análisis Sísmico.

$$V \text{ (cortante basal en la dirección X-X)} = \frac{ZUCS}{R} \times P = 738 \text{ ton.}$$

$$V \text{ (cortante basal en la dirección Y-Y)} = \frac{ZUCS}{R} \times P = 738 \text{ ton.}$$

Por otro lado, se conoce que la resistencia al corte del concreto sin considerar el aporte del acero se calcula con la siguiente expresión: $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$.

Con un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, un espesor de muro de $b = 15 \text{ cm}$ y un peralte efectivo del muro considerado como 0.8L.

Se iguala el cortante ϕV_c de la Norma con la cortante basal calculada y se concluye que para ambas direcciones se necesita una longitud de muros de 95 m.

De la arquitectura observamos que para la dirección X-X se tiene una longitud de muros de 126.6 m, mientras que para la dirección Y-Y se tiene una longitud de 113 m.

Se concluye que para ambas direcciones se tiene un predimensionamiento adecuado.

Es oportuno mencionar la importancia de las juntas de separación que existirán entre muros, las juntas serán necesarias cuando los muros superen los 7 metros de longitud. Esto evitará las posibles grietas excesivas por retracción de fragua. Muchas veces las juntas también se utilizan cuando un muro presenta excesivas sollicitaciones sísmicas, con las juntas se logra que dichas fuerzas se disipen hacia otros elementos.

2.2.4. Predimensionamiento de la platea:

El predimensionamiento de la platea consiste en verificar que los esfuerzos en el suelo no sean mayores que la capacidad portante. Se asume que la platea tiene un comportamiento como una gran zapata. Se utilizará el método de Meyerhoff para la verificación.

A continuación, se muestran las cargas de gravedad y sísmicas en la base de la estructura obtenida del modelo estructural del cual se detallará más adelante.

NIVEL	CARGA	P	VX	VY	MX	MY
		(ton)	(ton)	(ton)	(ton.m)	(ton.m)
Base	Muerta	4132.5	0.0	0.0	67574.3	50817.0
Base	Viva	920.2	0.0	0.0	15066.0	11463.2
Base	Sismo XX	0.0	504.9	217.4	3713.9	8834.0
Base	Sismo YY	0.0	252.3	537.8	9424.3	4379.9

Tabla 2.1 Cargas en la base de la estructura

Asumimos un espesor de platea de 50 cm debido a la carga correspondiente a los 11 pisos del edificio. Esto nos da un área de platea de 474.3 m².

Del estudio de suelos tenemos que el suelo tiene una capacidad portante de 1.50 kg/cm². Según la Norma E.060, si se consideran las fuerzas de sismo, se debe considerar una capacidad portante amplificada por 1.3. Entonces tenemos $1.3 \times 1.5 = 1.95$ kg/cm².

La Norma E.030 indica que, en la determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se utilizarán las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0,8.

A continuación, se muestran las fuerzas en servicio a partir de las cuales se calculó el esfuerzo actuante en la platea:

Carga Muerta	4132.5 ton
Peso propio de la Platea	569.2 ton
Carga Viva	920.2 ton
Peso total	5621.9 ton
0.8(M sismo XX)	7067.2 ton
0.8(M sismo YY)	7539.4 ton

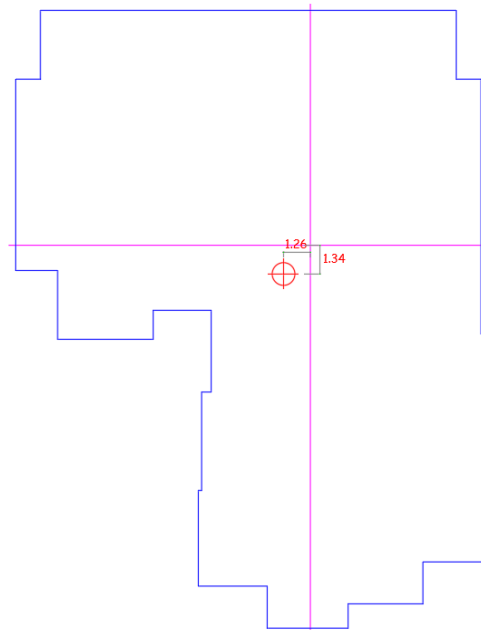
Tabla 2.2 Fuerzas en servicio para cálculo de esfuerzos en la platea

Se obtuvo la excentricidad para ambas direcciones a partir de las cargas mostradas.

Excentricidad en dirección de sismo X-X	1.26 m
Excentricidad en dirección de sismo Y-Y	1.34 m

Tabla 2.3 Excentricidad en ambas direcciones

En la siguiente imagen se muestra la silueta de la platea de cimentación con las excentricidades calculadas.



PLATEA DE CIMENTACION

Figura 2.3 Silueta platea de cimentación con excentricidades calculadas

Las áreas de compresión para ambas direcciones se muestran a continuación:

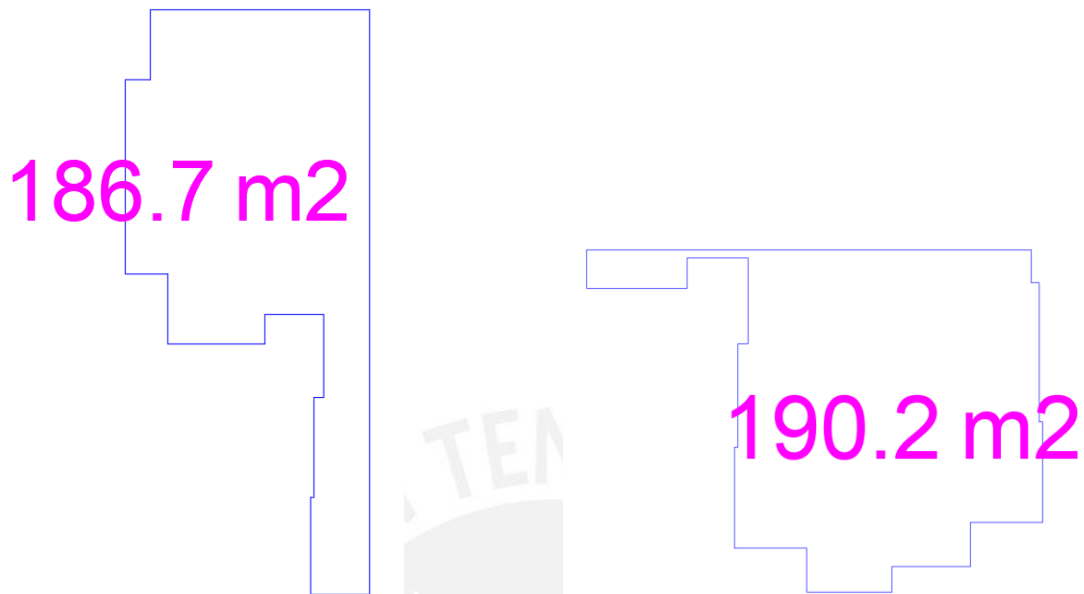


Figura 2.4 Áreas de compresión para ambas direcciones

A partir de las áreas calculadas se calcularon los esfuerzos en el suelo debido a las cargas de servicio:

- $\sigma_{act} X - X = \frac{Peso\ Total}{2 \times \acute{A}rea_{X-X}} = \frac{5621.9}{2 \times 186.7} = 15.1\ ton/m^2$
- $\sigma_{act} Y - Y = \frac{Peso\ Total}{2 \times \acute{A}rea_{Y-Y}} = \frac{5621.9}{2 \times 190.2} = 14.8\ ton/m^2$

Los valores de los esfuerzos actuantes se compararon con la capacidad admisible multiplicada por 1.3 según Norma. Al estar los valores dentro del rango, se concluye que las dimensiones consideradas para la platea son correctas.

2.2.5. Predimensionamiento de la viga de cimentación:

La Norma E.060 indica que la platea debe tener vigas de cimentación con una profundidad por debajo de esta de 60 cm o el doble del peralte de la platea. Entonces para nuestro diseño consideraremos vigas de 150 cm de peralte. Asimismo, el espesor no deberá ser menor a 25 cm. Para nuestro caso, consideramos un espesor de 30 cm. A continuación, se muestra un esquema de las dimensiones de la viga de cimentación.

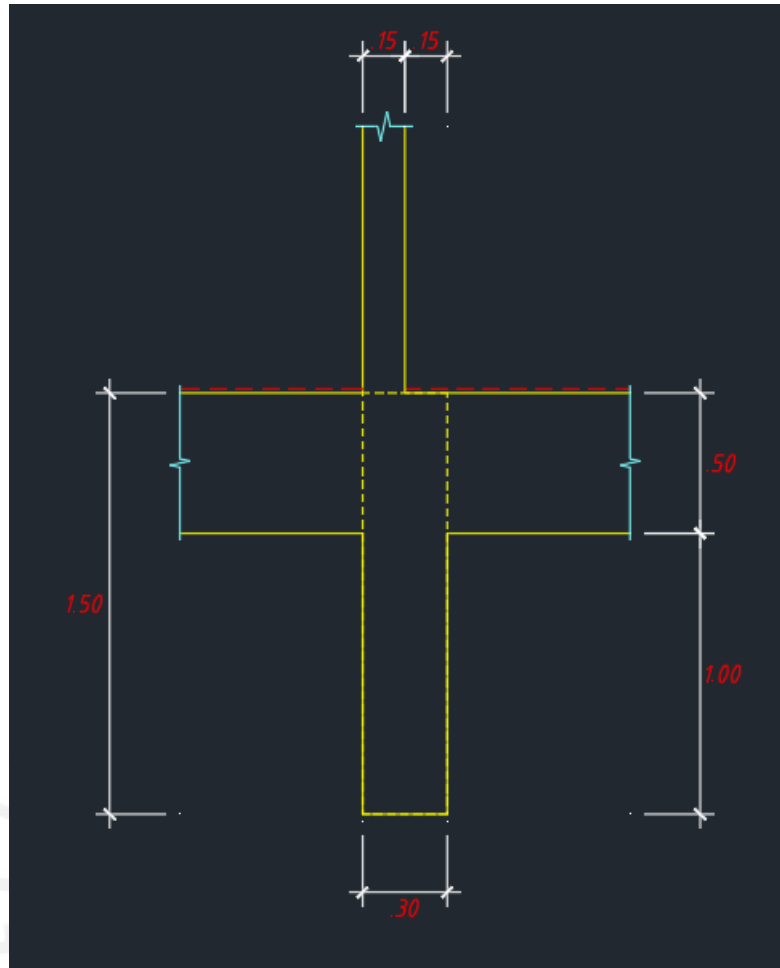


Figura 2.5 Esquema de la viga de cimentación

CAPÍTULO 3: MODELOS ESTRUCTURALES PARA EL ANÁLISIS

Se presenta el desarrollo de los modelos del edificio, las losas macizas y platea de cimentación. Estos modelos se desarrollaron con ayuda de los programas ETABS y SAFE

3.1. MODELO ESTRUCTURAL PARA LOSA MACIZA

Las losas del edificio se diseñaron a partir de un modelo estructural realizado en el programa SAFE. Se presenta el esquema de la planta y el análisis se realiza mediante elementos finitos. El modelo considera a los paños apoyados en los muros. Las cargas a aplicar varían dependiendo del espesor de la losa. Estas se calcularán en el metrado.

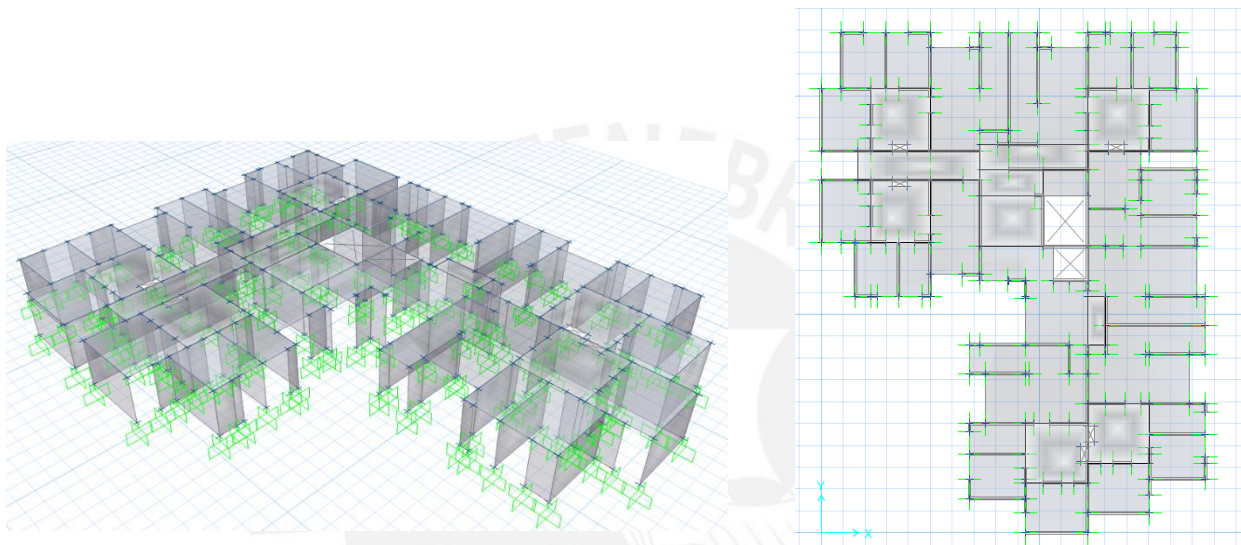


Figura 3.1 Modelo de losa maciza en SAFE

3.2. MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Se realizó un modelo en 3D con la ayuda del programa ETABS. Este programa permite realizar el análisis de las cargas de gravedad y laterales por sismo. Se presentan diversas consideraciones para el modelo:

- Los techos se consideran como diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso, dos de traslación y uno de rotación.
- Las losas son consideradas como membranas y tienen como única función distribuir las cargas de gravedad.
- En la base de los muros, se restringen todos los desplazamientos y giros. Así mismo, los muros son los encargados de transmitir las cargas de gravedad y sísmicas.
- Según la Norma E.030, para el peso, se toma el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva. Se considera que la ubicación de la masa está concentrada en el centro de masa del diafragma.

- El modelo nos brinda resultados en rango elástico. Para obtener los desplazamientos laterales en rango inelástico, se debe multiplicar los resultados lineales elásticos por el coeficiente de reducción sísmica R y por un factor de 0.75 para estructuras regulares y 0.85 para estructuras irregulares.

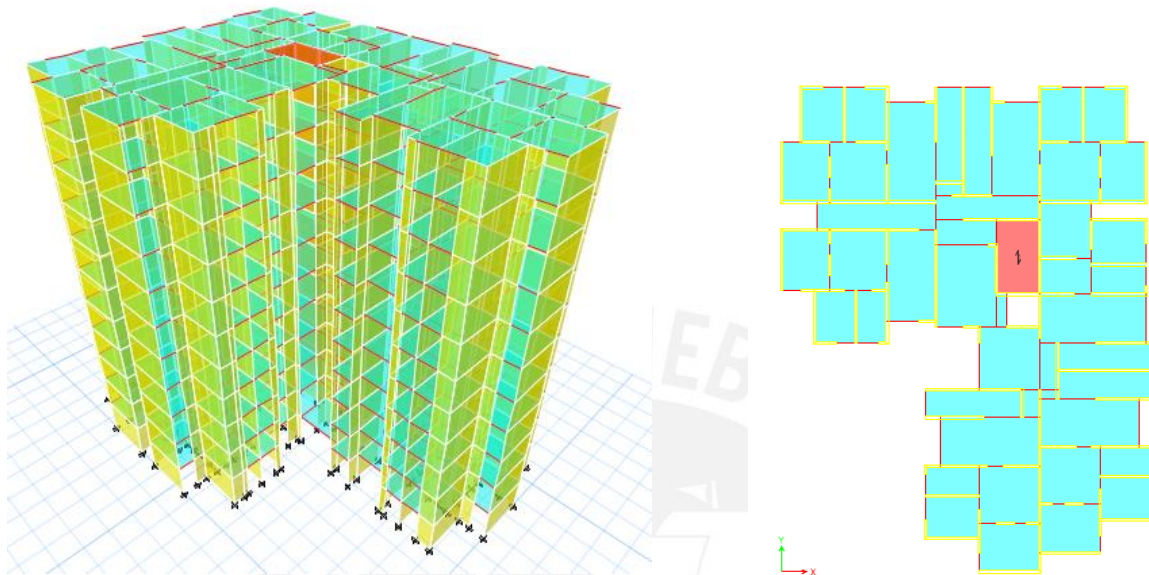


Figura 3.2 Modelo estructural del edificio en análisis

3.3. MODELO ESTRUCTURAL DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN

El modelo de la platea de cimentación se realizó con el software SAFE. Este realiza un análisis mediante elementos finitos, considerando que la rigidez vertical del suelo se distribuye uniformemente en el área de la platea. Para realizar el modelo es necesario determinar la geometría de la platea, la ubicación de los muros, y también introducir las cargas del edificio de gravedad y de sismo. Para esto se exportan las cargas desde del modelo del edificio en ETABS, luego de esto se ingresan los datos característicos, tales como el espesor de la platea y coeficiente de balasto del suelo, el cual está en función de la capacidad portante del terreno.

Como se verificó en el predimensionamiento, la platea tendrá 50 cm de espesor. Asimismo, las vigas de cimentación tendrán un peralte de 1.50 m y un ancho de 30 cm. Estas medidas se sustentarán más adelante.

La platea de cimentación tiene un comportamiento parecido al de una losa maciza en dos direcciones en donde los apoyos son representados por resortes rígidos.

La rigidez de estos resortes depende de la capacidad portante del suelo. Esta se determina mediante el módulo de balasto. A continuación, se muestra una tabla extraída de la Tesis de maestría “Interacción Suelo – Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, en donde se muestran los valores del módulo de balasto según la capacidad portante del suelo.

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Figura 3.3 Tabla módulo de balasto según la capacidad portante del suelo

Como se mencionó anteriormente, la capacidad portante del suelo para cargas de gravedad es de 1.5 Kg/cm². Entonces le corresponde un módulo de balasto de $K_s = 3.10 \text{ Kg/cm}^3$. Para combinaciones que consideren los efectos del sismo, se tiene una capacidad admisible de 1.95 Kg/cm²; a esta le corresponde un módulo de balasto de $K_s = 3.91 \text{ Kg/cm}^3$.

Todos los datos calculados se agregan al modelo de la platea. A continuación, se muestra un esquema de la planta y el modelo en 3D:

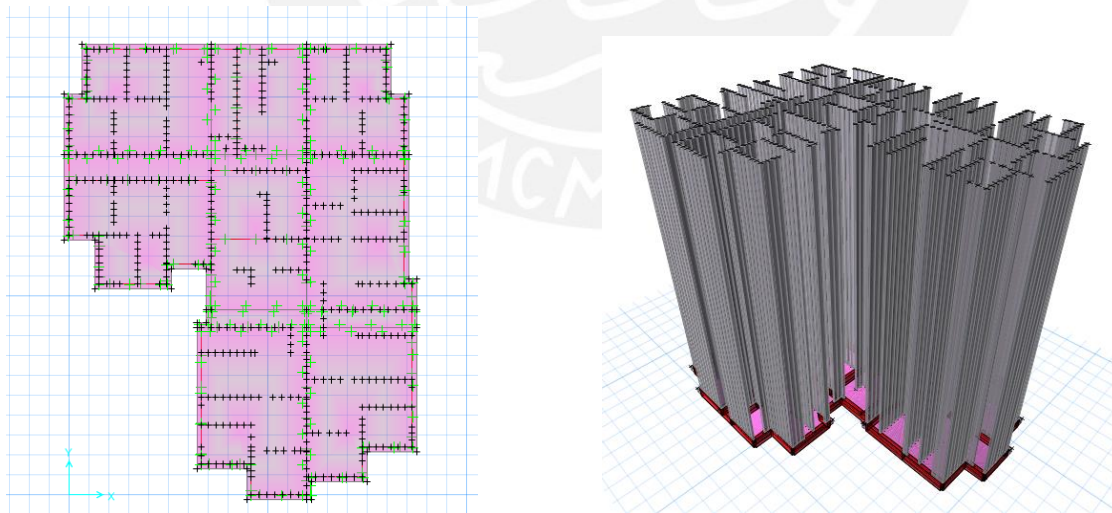


Figura 3.4 Modelo de la platea en SAFE

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD Y METRADO

4.1. CARGAS DE DISEÑO

Se presentan dos tipos de cargas de gravedad para el diseño, las cargas muertas y las cargas vivas.

La carga muerta contiene al peso propio, peso de tabiquería y peso de piso terminado. Para el cálculo del peso propio se utilizará para el concreto armado un peso específico $\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$.

La carga viva o sobrecarga se refiere a las cargas de gravedad móviles que pueden actuar sobre la estructura, es decir, el peso de las personas, muebles, equipos. Esta se obtiene de la Norma de Cargas E.020 y depende del uso del edificio. La edificación en estudio será destinada al uso de vivienda, por lo tanto, el valor es 0.2 ton/m^2 en los pisos típicos y 0.1 ton/m^2 para la azotea.

4.2. METRADO DE CARGAS

4.2.1. Metrado de cargas de losas macizas:

Se tienen losas macizas de 10, 15 y 20 cm de espesor. Se considera un piso terminado de 2.5 cm de ancho, al cual le corresponde un peso de 0.05 ton/m^2 . A continuación, se muestra el metrado de cargas para las losas del techo típico y la azotea.

Techo Típico	Peso Propio (ton/m ²)	Piso Terminado (ton/m ²)	CM (ton/m ²)	CV (ton/m ²)
h = 0.10 m	0.24	0.05	0.29	0.20
h = 0.15 m	0.36	0.05	0.41	0.20
h = 0.20 m	0.48	0.05	0.53	0.20

Tabla 4.1 Metrado para techo de piso típico

Techo Azotea	Peso Propio (ton/m ²)	Piso Terminado (ton/m ²)	CM (ton/m ²)	CV (ton/m ²)
h = 0.10 m	0.24	0.05	0.29	0.10
h = 0.15 m	0.36	0.05	0.41	0.10

Tabla 4.2 Metrado para techo de azotea

Estas cargas calculadas se añaden al modelo estructural desarrollado en el programa SAFE. Los diagramas de momentos flectores para ambas direcciones se muestran a continuación:

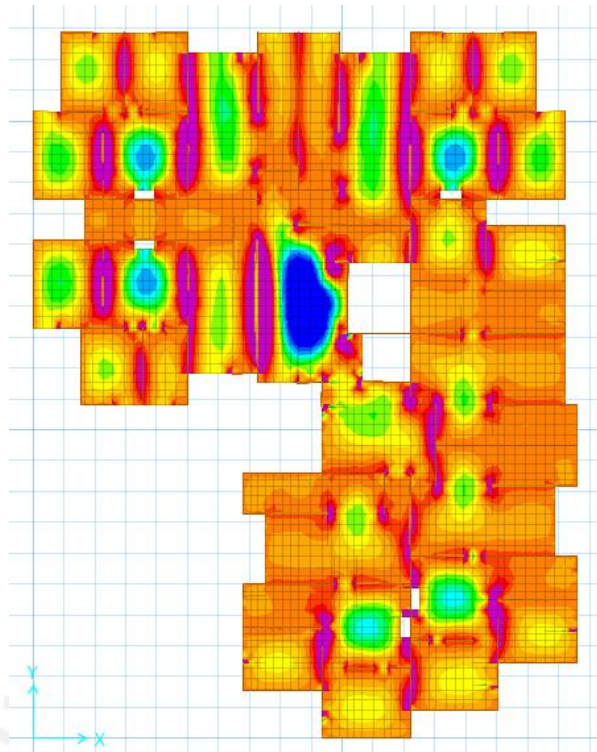


Figura 4.1 Momentos flectores en la dirección X-X

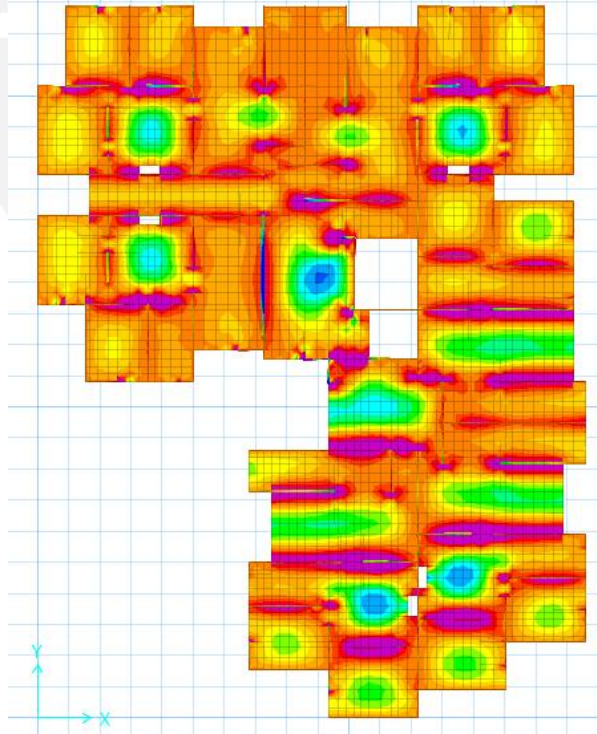


Figura 4.2 Momentos flectores en la dirección Y-Y

4.2.2. Metrado de la escalera:

La carga muerta para el metrado se da por la fórmula del Ing. San Bartolomé:

$$w_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{\left(\frac{cp}{p} \right)^2 + 1} \right], \text{ donde:}$$

- w_{pp} es el peso por metro cuadro de escalera.
- P (paso) = 0.26 m.
- CP (contrapaso) = 0.173 m.
- t (espesor de garganta) = 0.15 m.
- γ (peso específico del concreto) = 2.4 ton/m³

Reemplazando se tiene:

$$w_{pp} = 2.4 \left[\frac{0.173}{2} + 0.15 \cdot \sqrt{\left(\frac{0.173}{0.26} \right)^2 + 1} \right] = 0.64 \text{ ton/m}^2$$

Considerando el piso terminado tenemos una carga muerta (CM) de 0.69 ton/m².

Para la carga viva (CV) consideramos 0.2 ton/m².

4.2.3. Metrado de Muros:

Los muros son de 15 cm de espesor. Estos cargan áreas tributarias del peso de las losas. Se realizó un metrado manual mediante el método del sobre para calcular el peso.

Las cargas consisten en el peso propio del muro, el área de losa que cargan, la tabiquería dentro de dicha zona, el piso terminado y finalmente, la carga viva.

A continuación, se realizará el metrado de la placa PL-02. Esta tiene una longitud de 3.35 m. y un área tributaria es de 6.6 m².

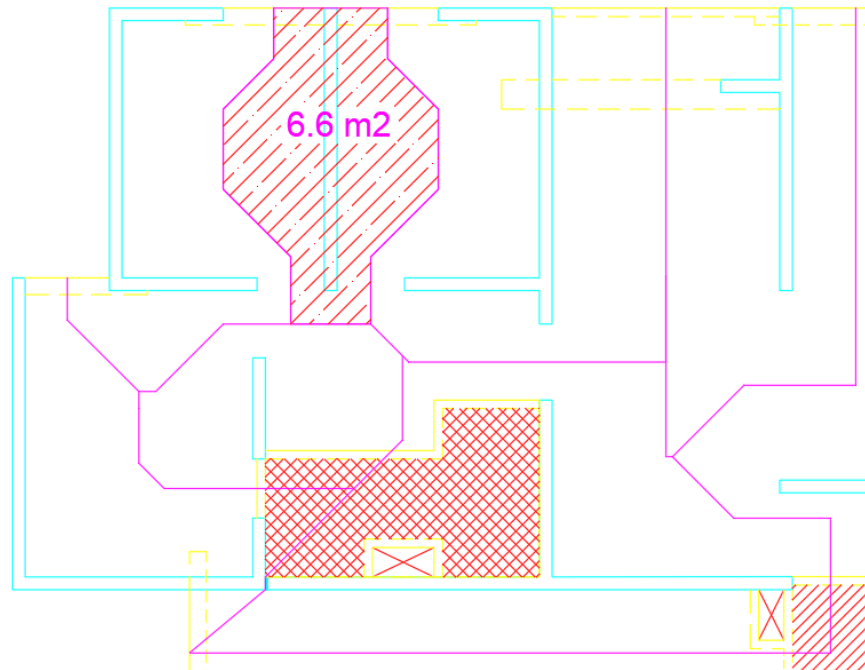


Figura 4.3 Distribución de área tributaria para PL-02

Muro PL-02	Carga Muerta		Carga Viva
	Peso Propio (ton)	Losa Maciza (ton)	Losa Maciza (ton)
Azotea	2.92	1.91	0.66
10mo Piso	2.92	1.91	1.32
9no Piso	2.92	1.91	1.32
8vo Piso	2.92	1.91	1.32
7mo Piso	2.92	1.91	1.32
6to Piso	2.92	1.91	1.32
5to Piso	2.92	1.91	1.32
4to Piso	2.92	1.91	1.32
3er Piso	2.92	1.91	1.32
2do Piso	2.92	1.91	1.32
1er Piso	2.92	1.91	1.32
	32.12	21.01	13.86

Tabla 4.3 Metrado de cargas de gravedad para PL-02

En el primer piso tenemos:

$$CM = 32.12 + 21.02 = 53.14 \text{ ton.}$$

$$CV = 13.86 \text{ ton.}$$

El promedio de carga por m2 para los 11 pisos es $(53.14 + 13.86) / (11 \times 6.6) = 0.92 \text{ ton/m}^2$.

A modo de verificación, se comparan los resultados obtenidos manualmente con los del modelo estructural realizado en el Etabs. A continuaciones se muestran las fuerzas axiales tanto para carga muerta como carga viva del modelo del edificio:

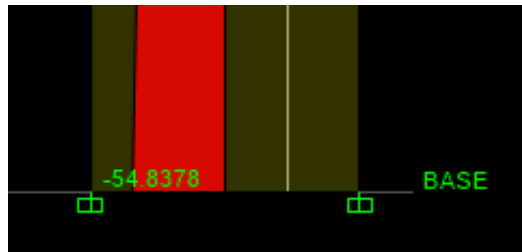


Figura 4.4 Fuerza axial por carga muerta en la placa P-02

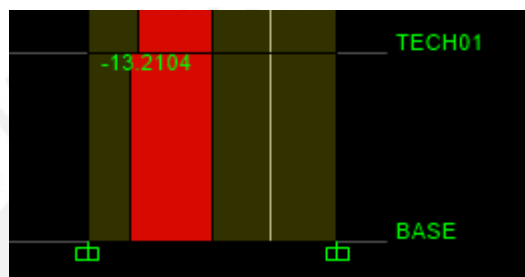


Figura 4.5 Fuerza axial por carga viva en la placa P-02

Se aprecia que los valores para las fuerzas axiales para carga muerta y viva son similares al medrado obtenido manualmente.

CAPÍTULO 5: ANALISIS SISMICO

La ciudad de Lima se encuentra ubicada en una zona altamente sísmica, por lo que es de suma importancia verificar que el edificio cumpla los requisitos de rigidez especificados en la Norma de Diseño Sismorresistente. En el análisis sísmico se determinarán las fuerzas internas y desplazamientos que se producen durante un movimiento telúrico.

La estructura del proyecto es de muros estructurales de concreto armado en las dos direcciones.

5.1. ANÁLISIS MODAL

Es necesario conocer los modos de vibración y periodos fundamentales del edificio. Esto determinará su respuesta durante un evento sísmico. Se tiene un modo de vibración por cada grado de libertad que posee la estructura. Como se mencionó anteriormente, considerando tres grados de libertad por piso, se tendrán 33 modos de vibración. Los modos de vibración también son dependientes de la rigidez y la distribución de las masas.

- Para la dirección X-X, se restringen los desplazamientos en la dirección Y-Y de tal manera de calcular el periodo fundamental:

Modo	Periodo	UX
1	0.61	0.6481
2	0.109	0.2073
3	0.044	0.0689
4	0.026	0.0332
5	0.018	0.0182
6	0.013	0.0107
7	0.011	0.0064
8	0.009	0.0038
9	0.008	0.0022
10	0.008	0.001

Tabla 5.1 Modos de Vibración en la dirección X-X.

- Para la dirección Y-Y, se restringen los desplazamientos en la dirección X-X de tal manera de calcular el periodo fundamental:

Modo	Periodo	UY
1	0.6	0.6502
2	0.109	0.2085
3	0.045	0.0679
4	0.027	0.0322
5	0.018	0.0175
6	0.014	0.0102
7	0.012	0.0062
8	0.01	0.0037
9	0.009	0.0021
10	0.008	0.001

Tabla 5.2 Modos de Vibración en la dirección Y-Y.

Período Fundamental: Los periodos fundamentales son los que se asocian a los modos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura. Se observa que para la dirección X-X el periodo fundamental **0.61s** presenta un porcentaje de 64.8%, y para la dirección Y-Y el periodo fundamental **0.60s** presenta un porcentaje de 65%.

5.2. PARAMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SISMICO

Para la obtención de los parámetros, se sigue netamente lo especificado por la Norma E.030.

- Zonificación (Z):

Según la Norma E.030, el territorio del Perú se divide en 4 zonas sísmicas. A dichas zonas se le asigna un factor, el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Tabla 5.3 Valores del factor de zona según la Norma E.030.

Para el edificio en estudio, el cual se encuentra en la ciudad de Lima, Provincia Constitucional del Callao, se le asigna un factor de **Z = 0.45**.

- Parámetros de sitio (S, TP y TL):

La Norma E.030 clasifica los suelos tomando en cuenta sus propiedades mecánicas, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. A cada tipo de suelo le corresponde un factor de amplificación “S” y un valor para la plataforma del espectro de aceleraciones “Tp”.

Del estudio de suelos, se tiene que el proyecto está situado sobre un suelo rígido conformado principalmente por grava (S1), característico de la zona del Callao.

Entonces los parámetros de sitio para el análisis sísmico serán $T_p = 0.4$, $T_L = 2.5$ y $S = 1.00$.

- Factor de amplificación sísmica (C):

El factor de amplificación sísmica es la respuesta que tiene el edificio a la aceleración del suelo en el que este cimentado. Su valor está en función del periodo de vibración T.

$$\begin{array}{ll}
 T < T_p & C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
 T > T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Donde T es el periodo de la estructura, el cual se definirá en el análisis modal.

- Categoría de la edificación (U):

De acuerdo a la Norma mencionada, se define el coeficiente de uso e importancia “U” según la utilidad de la edificación. Estas se clasifican en esenciales, importantes, comunes y menores. En este caso se presenta una edificación común (C) destinada al uso de viviendas, por lo tanto, el factor de uso es $U = 1.0$.

- Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas preliminar (R0)

Las fuerzas sísmicas pueden ser reducidas dependiendo de la ductilidad y sobre-resistencia del edificio. Es por este motivo que la Norma Sismorresistente define este coeficiente de reducción de fuerza sísmica “R0” que varía según el sistema estructural que presente la edificación. Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales utilizados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección.

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Tabla 5.4 Valores del coeficiente de reducción "R0".

Para nuestro edificio estructurado a base de muros de concreto armado en ambas direcciones le corresponde un factor de reducción sísmica preliminar de $R_0 = 6$. Es importante mencionar que estos valores corresponden a estructuras regulares. El análisis de la irregularidad se desarrollará más adelante.

5.3. MÉTODO ESTÁTICO:

Mediante el método estático se representan las sollicitaciones sísmicas a través de un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masas de cada nivel del edificio.

Según la Norma E.030, los resultados de este análisis pueden aplicarse a edificaciones que estén en la zona sísmica 1, o para estructuras regulares en las otras zonas que no tengan más de 30 m de altura, o para estructuras con un sistema estructural de muros portantes de no más de 15 m de altura.

La edificación del proyecto no cumple con las limitaciones especificadas en la Norma, por lo tanto, los resultados se obtendrán del análisis dinámico modal espectral.

Sin embargo, es necesario calcular la cortante basal estática para escalar las fuerzas sísmicas que se calcularán en el análisis dinámico. Esta se determina con la siguiente expresión:

$$V_{ESTÁTICO} = \frac{ZUCS}{R} P, \text{ donde } P \text{ es el peso del edificio}$$

Como antes se mencionó, el edificio pertenece a la categoría C, para lo cual la Norma E.030 indica que para el peso P se debe considerar el 25% de la carga viva y el 100% de la carga muerta.

Carga Muerta (ton)	4132
Carga Viva (ton)	920
25% Carga Viva (ton)	230
Peso Total (ton)	4362

Tabla 5.5 Peso del edificio

En la siguiente tabla mostramos el cálculo del cortante estático para cada dirección en base a los parámetros expuestos anteriormente.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
TP	0.4	0.4
T	0.61 s	0.60 s
Z	0.45	0.45
U	1	1
C_{CALCULADO} (C = 2.5 x TP/T)	1.64	1.67
C_{DISEÑO}	1.64	1.67
S	1	1
R	5.4	5.4
¿C/R > 0.11?	0.30 (OK)	0.31 (OK)
ZUCS/R	0.137	0.139
P (ton)	4362	4362
V estático (ton)	596	607

Tabla 5.6 Fuerza Cortante estática

5.4. ANÁLISIS ESPECTRAL:

El análisis dinámico espectral nos permite analizar sísmicamente la estructura. Al modelo estructural se le asigna un caso de carga en cada dirección definido por el espectro de diseño. Asimismo, se le asigna una excentricidad accidental debido a la incertidumbre de la localización de los centros de masa en cada nivel. La Norma Sismorresistente indica que este valor será el 5% de la dimensión perpendicular al análisis.

El procedimiento para el análisis espectral se realiza en base a lo señalado en la Norma E.030.

5.4.1. Análisis por superposición espectral.

Se utiliza la siguiente expresión para la representación de las solicitaciones sísmicas:

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

La pseudo-aceleración (S_a) se grafica en eje de las ordenadas y los periodos (T) en el eje de las abscisas. Sin embargo, también se puede graficar en las ordenadas solo el factor de amplificación sísmica C y luego multiplicarlo por ZUSg/R. En la siguiente imagen se muestra la gráfica del espectro de diseño.

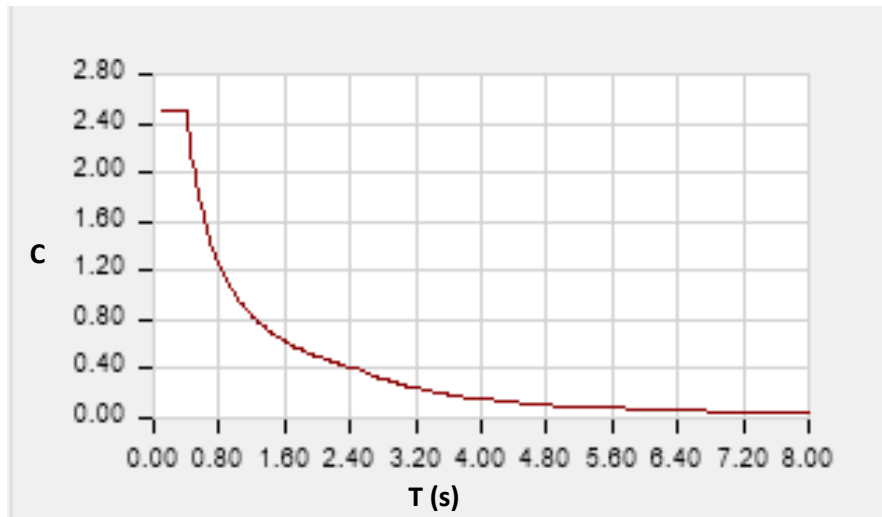


Figura 5.1 Curva de valores con los espectros de diseño

5.4.2. Verificación de irregularidad estructural y coeficiente de reducción sísmica final (R):

Las edificaciones se clasifican en estructuras regulares e irregulares. Cuando un edificio presenta irregularidad, su desempeño ante solicitaciones sísmicas se puede ver afectado en relación con las estructuras regulares. Es por este motivo que, para una estructura irregular, las fuerzas sísmicas se reducen en menor magnitud.

La irregularidad se puede presentar en altura y en planta. En la siguiente tabla se presentan los factores de reducción para cada caso de irregularidad:

Tipo de irregularidad en altura	Ia
Irregularidad de rigidez - Piso Blando	0.75
Irregularidad de resistencia - Piso Débil	0.75
Irregularidad extrema de rigidez	0.50
Irregularidad extrema de resistencia	0.50
Irregularidad de Masa	0.90
Irregularidad geométrica vertical	0.90
Discontinuidad en los sistemas estructurales	0.80
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	0.60

Tipo de irregularidad en planta	Ip
Irregularidad torsional	0.75
Irregularidad torsional extrema	0.60
Esquinas entrantes	0.90
Discontinuidad del diafragma	0.85
Sistemas no paralelos	0.90

Figura 5.2 Factores de reducción debido a las irregularidades en altura y en planta

Tras realizar un análisis de la configuración estructural del edificio, se determina que no se presentan irregularidades en altura.

A continuación, se analizará si existe irregularidad en planta.

Irregularidad Torsional: La Norma E.030 establece que la estructura presenta irregularidad torsional cuando el desplazamiento máximo relativo de entrepiso en un extremo del edificio (incluyendo la excentricidad accidental) es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo del centro de masa del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Para este caso el coeficiente de reducción se ve afectado por un factor de irregularidad igual a 0.75.

Para la dirección X-X:

Nivel	Deriva Máxima	Deriva promedio C.M.	Ratio
TECHO11	0.001313	0.00105	1.25
TECHO10	0.001312	0.00105	1.25
TECHO09	0.001298	0.001039	1.249
TECHO08	0.001264	0.001012	1.249
TECHO07	0.001206	0.000966	1.248
TECHO06	0.00112	0.000897	1.248
TECHO05	0.001003	0.000804	1.248
TECHO04	0.000854	0.000684	1.248
TECHO03	0.000669	0.000536	1.248
TECHO02	0.000445	0.000357	1.247
TECHO01	0.000173	0.000139	1.242

Tabla 5.7 Relación desplazamiento máximo de entrepiso con desplazamiento del CM en la dirección XX

Para la dirección Y-Y:

Nivel	Deriva Máxima	Deriva promedio del C.M.	Ratio
TECHO11	0.001094	0.000953	1.148
TECHO10	0.001096	0.000954	1.148
TECHO09	0.001087	0.000946	1.148
TECHO08	0.001061	0.000924	1.148
TECHO07	0.001015	0.000884	1.148
TECHO06	0.000945	0.000823	1.148
TECHO05	0.000849	0.00074	1.147
TECHO04	0.000724	0.000631	1.147
TECHO03	0.000569	0.000497	1.146
TECHO02	0.000382	0.000334	1.146
TECHO01	0.000154	0.000135	1.145

Tabla 5.8 Relación desplazamiento máximo de entrepiso con desplazamiento del CM en la dirección YY

De las tablas se concluye que no existe irregularidad torsional en ninguna de las direcciones de análisis.

En conclusión, la estructura no tiene irregularidad torsional.

Esquinas entrantes: La Norma sismorresistente expone que una estructura tiene irregularidad por esquinas entrantes cuando en ambas direcciones las esquinas entrantes tienen una dimensión mayor que el 20% de la dimensión total en planta correspondiente a la dirección en análisis. Para este caso el coeficiente de reducción se ve afectado por un factor de irregularidad igual a 0.90.

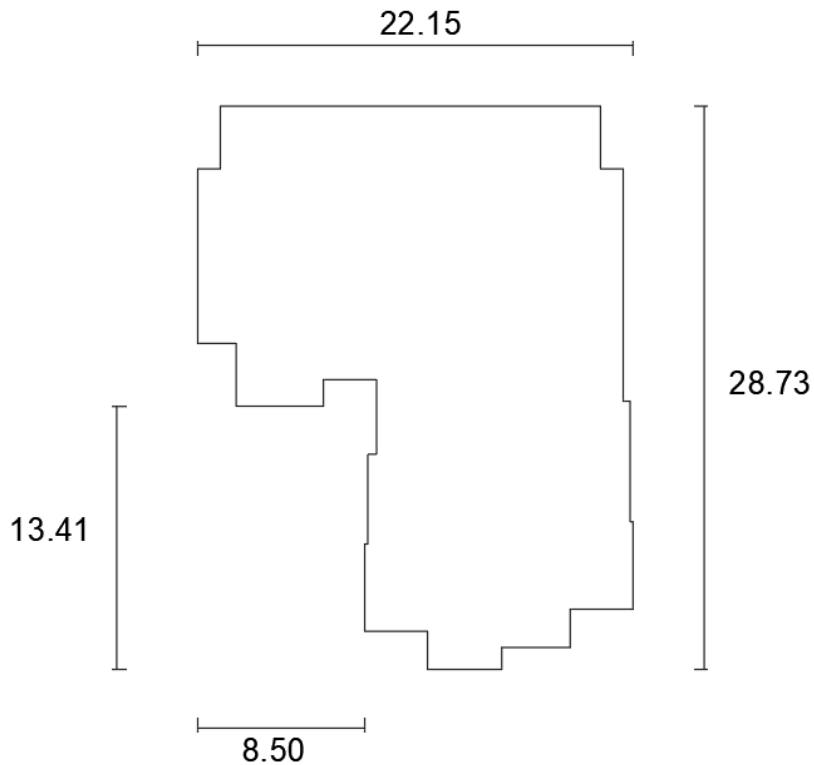


Figura 5.3 Dimensiones esquinas entrantes

Notamos que para ambas direcciones las dimensiones de las esquinas entrantes son mayores que el 20% de la dimensión total en planta del edificio.

En conclusión, la estructura es irregular por esquinas entrantes.

Por lo tanto, para calcular el coeficiente de reducción sísmica final, se multiplica por 0.90 el coeficiente preliminar R_0 :

$$R_{x-x} = R_{y-y} = R_0 \times 0.90 = 5.4$$

5.4.3. Control de desplazamientos laterales.

Según lo estipula la Norma E.030, para calcular los desplazamientos laterales en estructuras irregulares, se multiplican por 0.85R los desplazamientos obtenidos como respuesta máxima elástica del análisis dinámico. Esto se hace para estimar los efectos de la incursión en el rango inelástico de la estructura durante un sismo severo.

Además, la Norma E.030 expone que, la deriva máxima para un edificio de concreto armado es de 7%.

Nivel	Deriva de entrepiso (‰)	Deriva x 0.85R (‰)	Altura de entrepiso	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Desplazamiento acumulado (cm)
TECHO11	1.31	6.00	2.42	1.54	7.52
TECHO10	1.31	6.00	2.42	1.35	5.98
TECHO09	1.29	5.93	2.42	1.16	4.63
TECHO08	1.26	5.78	2.42	0.98	3.46
TECHO07	1.20	5.51	2.42	0.79	2.49
TECHO06	1.12	5.12	2.42	0.62	1.69
TECHO05	1.00	4.59	2.42	0.46	1.07
TECHO04	0.85	3.91	2.42	0.31	0.62
TECHO03	0.67	3.06	2.42	0.19	0.30
TECHO02	0.44	2.03	2.42	0.09	0.12
TECHO01	0.17	0.79	2.42	0.03	0.03

Tabla 5.9 Derivas y desplazamientos máximos para la dirección X-X.

Nivel	Deriva de entrepiso (‰)	Deriva x 0.85R (‰)	Altura de entrepiso	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Desplazamiento acumulado (cm)
TECHO11	1.09	5.02	2.42	1.77	8.68
TECHO10	1.10	5.03	2.42	1.56	6.91
TECHO09	1.09	4.98	2.42	1.34	5.35
TECHO08	1.06	4.87	2.42	1.13	4.01
TECHO07	1.01	4.65	2.42	0.92	2.88
TECHO06	0.94	4.33	2.42	0.72	1.97
TECHO05	0.85	3.89	2.42	0.53	1.25
TECHO04	0.72	3.32	2.42	0.36	0.72
TECHO03	0.57	2.61	2.42	0.22	0.36
TECHO02	0.38	1.75	2.42	0.11	0.14
TECHO01	0.15	0.71	2.42	0.03	0.03

Tabla 5.1B Derivas y desplazamientos máximos para la dirección Y-Y.

Observamos que en la dirección X-X tenemos una deriva máxima de 6.00‰ y un desplazamiento máximo de 7.52 cm, mientras que en la dirección Y-Y tenemos una deriva máxima de 5.03‰ y un desplazamiento máximo de 8.68 cm.

En ambas direcciones la deriva no excede el 7‰ permisible.

5.4.4. Fuerza Cortante de diseño.

La Norma nos indica que la fuerza cortante en la base de un edificio regular no debe ser menor que el 80% de la cortante calculada mediante el análisis estático, mientras que para edificios irregulares no debe ser menor que el 90% de la cortante basal estática. A continuación, se muestran la distribución de fuerzas cortantes por cada piso para ambas direcciones.

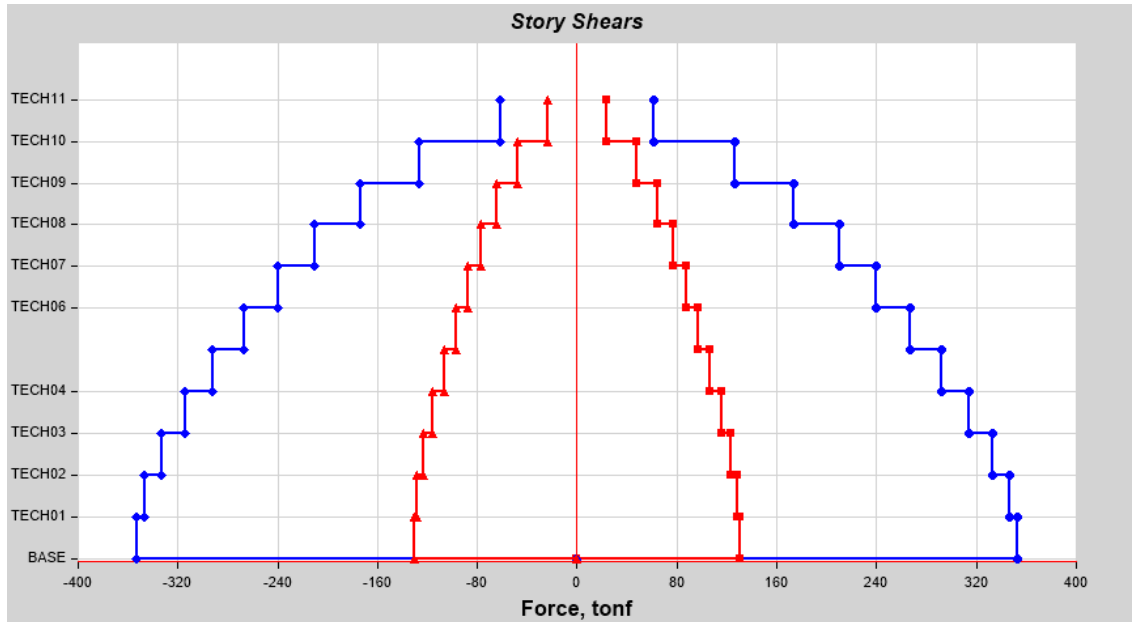


Figura 5.4 Fuerza cortante por piso producida por el sismo en la dirección X-X

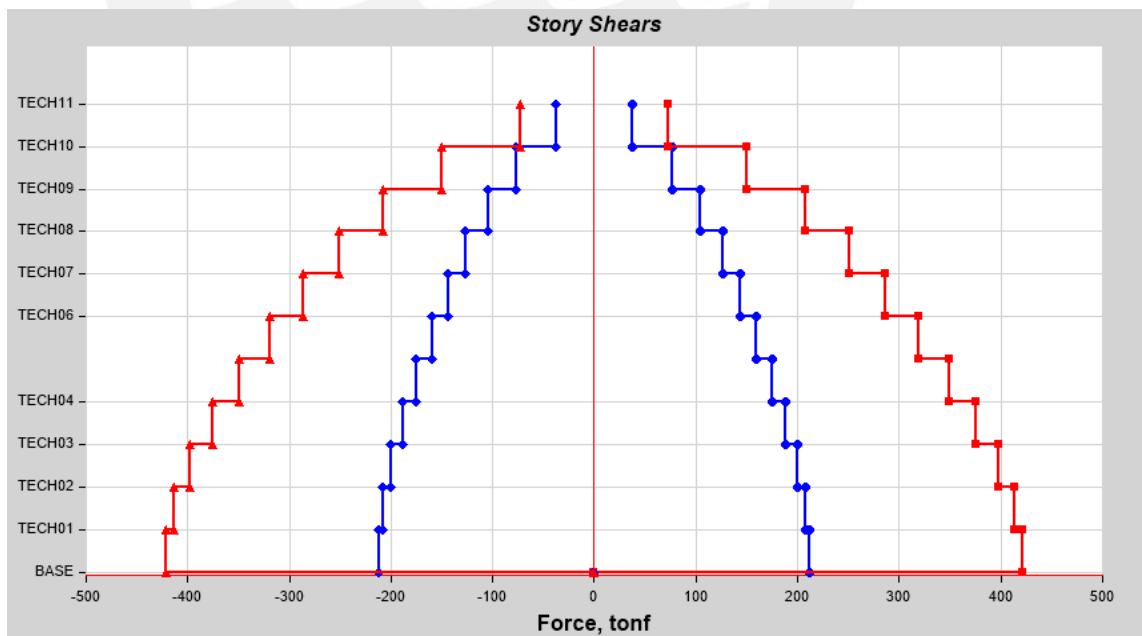


Figura 5.5 Fuerza cortante por piso producida por el sismo en la dirección Y-Y

Se obtiene que la cortante basal dinámica para la dirección X-X es 355 ton; mientras que en la dirección Y-Y es 421 ton.

Por otro lado, la cortante basal estática calculada anteriormente en la dirección X-X es 596 ton, y en la dirección Y-Y es de 607 ton.

A continuación, se muestran los factores de amplificación sísmicas.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
V_{Dinámico} (ton)	353	421
90% V_{Estático} (ton)	538	545
f = 90% V_{Estático} / V_{Dinámico}	1.51	1.30

Tabla 5.2B Factores de diseño.

Para diseñar los elementos estructurales será necesario amplificar las fuerzas y momentos sísmicos por 1.51 en la dirección X-X y por 1.30 en la dirección Y-Y.

5.4.5. Momento volcante y estabilidad al volteo

Según el acápite 7.3 de la Norma E.030, el momento estabilizante producido por las cargas de gravedad (Mest), debe ser como mínimo 1.2 veces el momento volcante actuante ocasionado por el sismo (Mvol).

A continuación, se analizará la seguridad al volteo del edificio para ambas direcciones.

Para el sismo en la dirección X-X:

La **Figura 5.4.** muestra la planta de cimentación con la distancia del centro de masas del edificio al borde de la platea (d). Como el centro de gravedad del edificio y la platea coinciden, esta distancia es también igual a la distancia del centroide de la platea al borde.

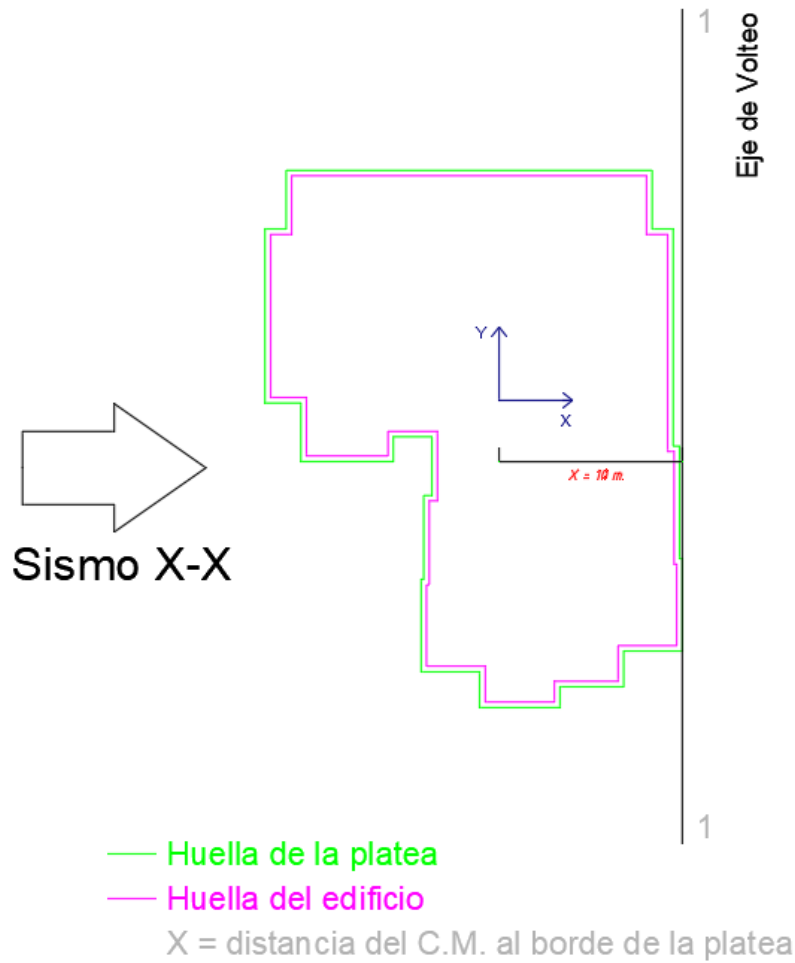


Figura 5.6 Centros de masas y distancia al eje de volteo en dirección de sismo X-X

Tomando Momentos respecto al borde de la platea (línea 1-1), el momento estabilizante será:

$$Mest = P \times X + P_{platea} \times X$$

Donde P y P platea son los pesos del edificio y la platea.

Para P = 1.0 P muerta + 0.25 P viva = 4362 ton.

Para la platea de 50 cm de peralte se tiene: P platea = 608 ton.

X = 10 m.

Se obtiene el momento estabilizante $Mest = 4362 \times 10 + 608 \times 10 = 49700$ ton m.

A continuación, se muestra un gráfico del momento volcante para el sismo en la dirección X-X obtenido del análisis espectral.

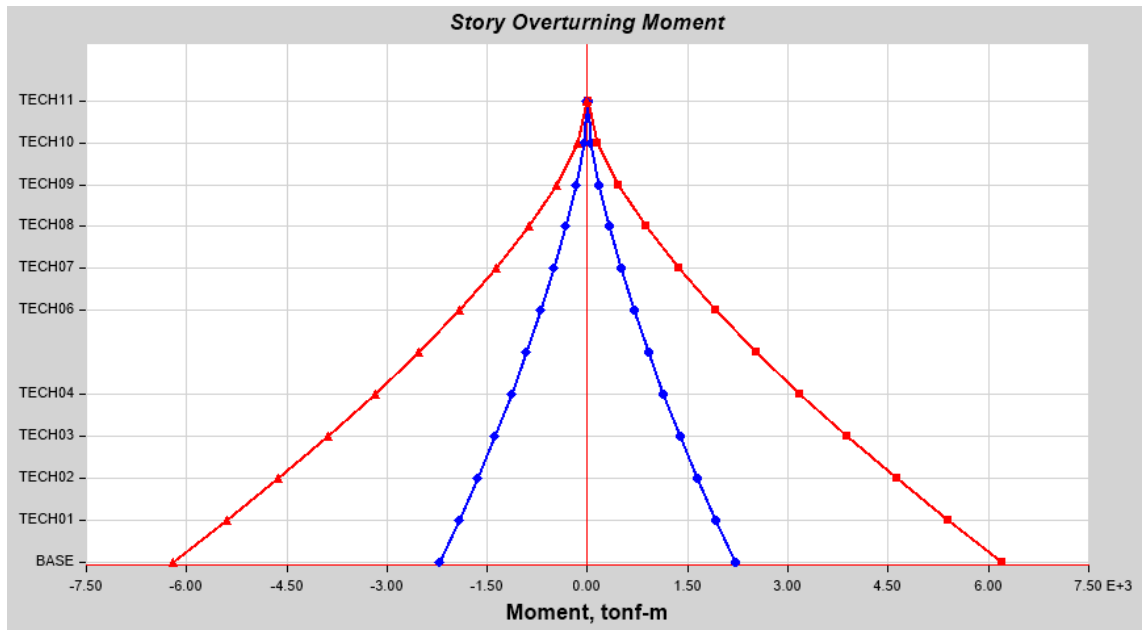


Figura 5.7 Momento Volcante para sismo en la dirección X-X

Se obtuvo como momento volcante $M_{vol} = 6194 \text{ ton m}$.

Por tanto, el factor de seguridad al volteo nominal es:

$$F.S. = \frac{M_{est.}}{M_{sis}} = 8.02 > 1.20 \quad \text{ok!}$$

Los resultados indican que el factor de seguridad hallado es mayor a 1.2, por lo tanto, cumple con los requerimientos de la Norma E.030.

La Ingeniería Sismorresistente considera que la resistencia real de los edificios es mayor a la nominal debido a los procedimientos empleados en el diseño y a la sobrerresistencia natural de los materiales. Suponiendo una sobrerresistencia sísmica muy cercana a dos, es decir $\Omega = 2$, el momento volcante que podría desarrollar el edificio sería el doble del nominal, es decir:

$$M_{vol} = \Omega \times 6194 = 12388 \text{ ton m.}$$

Por lo tanto, un número más realista respecto a la seguridad al volteo sería:

$$F.S._{sobrerresistencia} = \frac{M_{est.}}{M_{sis} \times \Omega} = \frac{49700}{12388} = 4$$

En conclusión, el edificio satisface largamente la estabilidad al volteo establecida en la Norma (FS = 8.02 > 1.2).

El valor del factor de seguridad más realista (FS=4) nos indica que el edificio es estable aún en condiciones extremas de demanda, más allá de los valores nominales consignados por la NTE-030 (4 > 1.2)

Para el sismo en la dirección Y-Y:

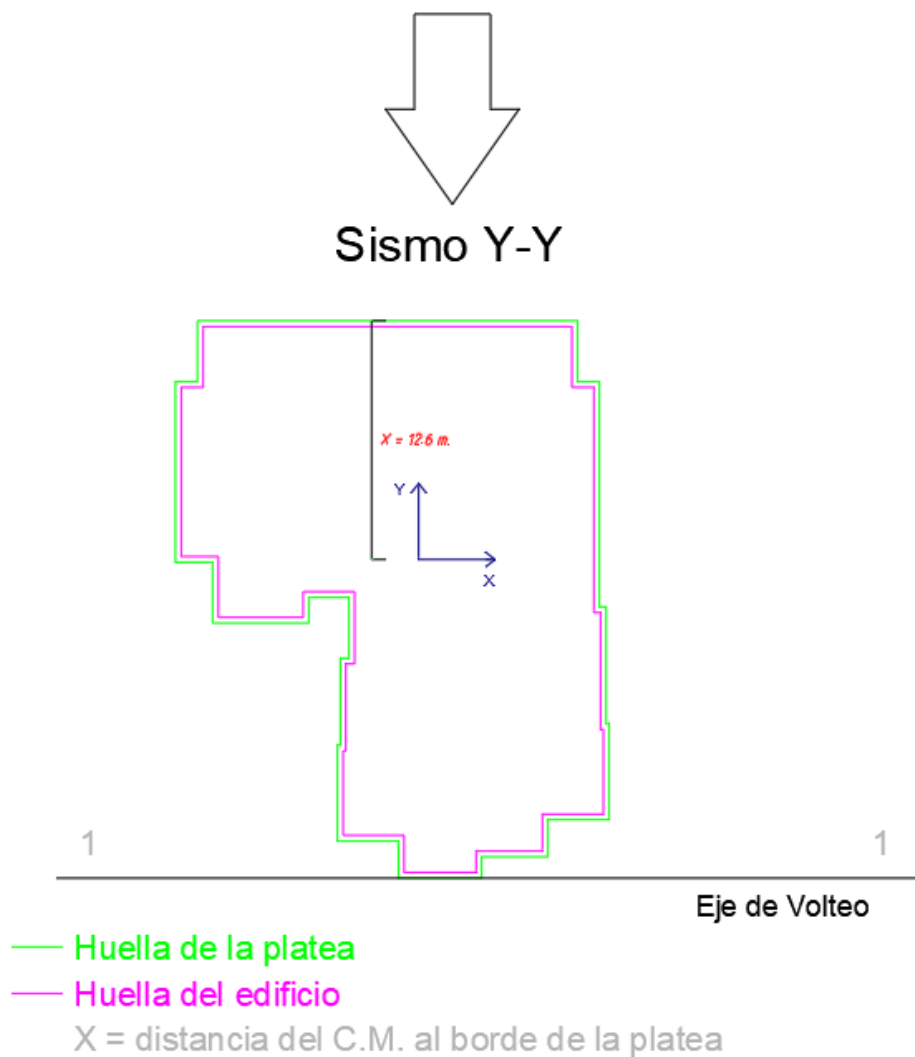


Figura 5.8 Centros de masas y distancia al eje de volteo en dirección de sismo Y-Y

Tomando Momentos respecto al borde de la platea (línea 1-1), el momento estabilizante será:

$$M_{est} = P \times X + P_{platea} \times X$$

Se obtiene el momento estabilizante $M_{est} = 4362 \times 12.6 + 608 \times 12.6 = 62622$ ton m.

A continuación, se muestra un gráfico del momento volcante para el sismo en la dirección Y-Y obtenido del análisis espectral.

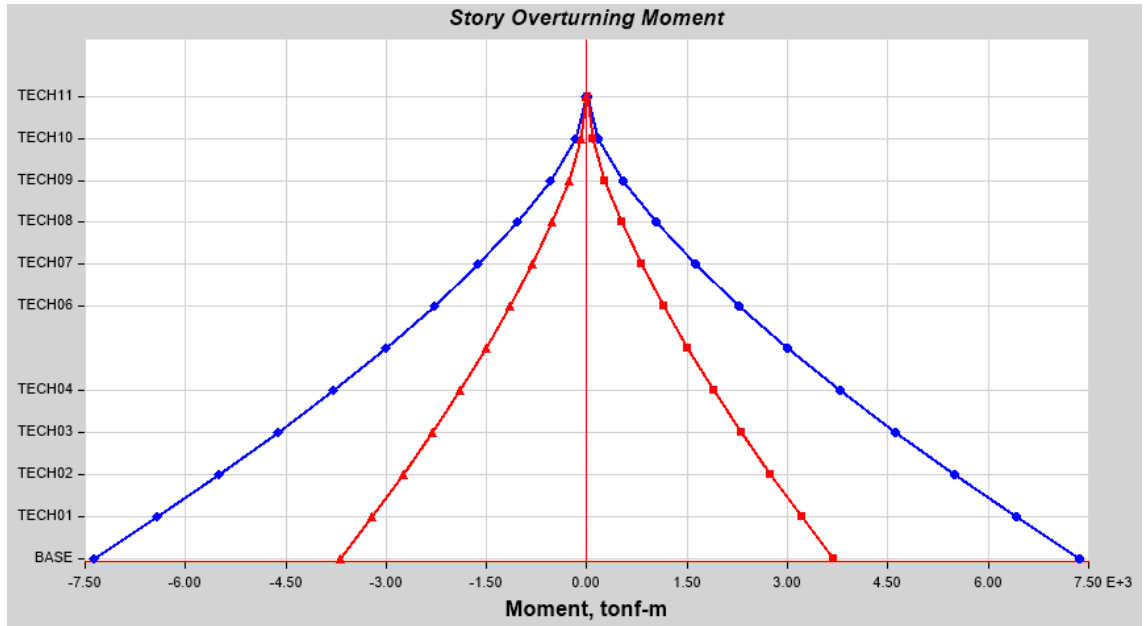


Figura 5.9 Momento Volcante para sismo en la dirección Y-Y

Se obtuvo como momento volcante $M_{vol} = 7361$ ton m.

Por tanto, el factor de seguridad al volteo nominal es:

$$F.S. = \frac{M_{est.}}{M_{sis}} = 8.5 > 1.20 \quad ok!$$

Los resultados indican que el factor de seguridad hallado es mayor a 1.2, por lo tanto, cumple con los requerimientos de la Norma E.030.

Considerando una sobrerresistencia sísmica $\Omega = 2$, el momento volcante que podría desarrollar el edificio sería el doble del nominal, es decir:

$$M_{vol} = \Omega \times 7361 = 14722 \text{ ton m.}$$

Por lo tanto, un número más realista respecto a la seguridad al volteo sería:

$$F.S._{sobre resistencia} = \frac{M_{est.}}{M_{sis} \times \Omega} = \frac{62622}{14722} = 4.25$$

En conclusión, el edificio satisface largamente la estabilidad al volteo establecida en la Norma (FS = 8.50 > 1.2).

El valor del factor de seguridad más realista (FS=4.25) nos indica que el edificio es estable aún en condiciones extremas de demanda.

5.5. JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA.

Para calcular la distancia de la junta de separación sísmica (s), la Norma E.030 brinda tres criterios en su acápite 5.3. Se debe considerar el mayor:

- a) Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.
- b) $s \geq 0.03m$
- c) $s = 0.006h$, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel específico para evaluar s. Para el techo del piso 11 se tendrá una distancia s = 16 cm.

La Norma E.030 señala que el edificio se retirará del límite de propiedad una distancia no menor a los 2/3 del desplazamiento máximo, ni menor que s/2. Del análisis modal se obtiene un desplazamiento máximo en la dirección Y-Y de 8.68 cm.

- $s/2 = 16/2 = 8$ cm.
- $2/3 D = 2/3 \times 8.68 = 5.8$ cm.

En conclusión, nuestro edificio deberá retirarse por lo menos 10 cm de las edificaciones adyacentes.

CAPÍTULO 6: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Las estructuras de concreto armado se diseñan a través del diseño por resistencia. A través de este método se le otorga a la sección del elemento una capacidad de resistencia mayor o igual a la resistencia requerida. Es decir, se debe cumplir la siguiente expresión:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u = resistencia requerida

R_n = Capacidad de resistencia de la sección en análisis

La resistencia de diseño se obtiene multiplicando la resistencia nominal de la sección por factores de reducción de resistencia.

A continuación, se muestra una tabla con los factores mencionados:

	ϕ
Flexión sin carga axial	0.9
Flexo compresión	0.7
Cortante	0.85

Tabla 6.1 Factores de reducción de resistencia

Por otro lado, la resistencia requerida se obtiene multiplicando las cargas actuantes por los factores de amplificación.

A continuación, se muestran las combinaciones de cargas para la obtención de la carga última y de resistencia requerida según lo indicado en la Norma E.060. Estas incluyen a la carga muerta (CM), la carga viva (CV) y la carga de sismo (S).

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm S$$

6.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO:

A continuación, se presentan las consideraciones que se tienen dentro del diseño en concreto armado:

- Perfecta adherencia entre el concreto y el acero, es decir se considera que ambos elementos se deforman la misma cantidad.
- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto.
- Se considera que las secciones planas permanecen planas (Navier).
- Se utiliza el bloque equivalente de compresiones con un valor constante de $0.85f'_c$. este valor se distribuye en una distancia de $a = \beta_1 \times c$; donde β_1 es una constante que

depende de la resistencia del concreto y c es la distancia del eje neutro a la fibra más alejada en compresión.

- La deformación última de compresión del concreto es de 0.003.

6.2. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS:

El diseño por flexión, cortante y deflexiones se realizó según las consideraciones expuestas en la Norma E.060. Las losas poseen 10, 15 y 20 centímetros de espesor.

6.2.1. Diseño por cortante:

El diseño por fuerza cortante se realiza siguiendo las consideraciones expuestas en la Norma E.060. La resistencia ϕV_n para el caso de losas corresponde a la resistencia del concreto. Tenemos que la resistencia a compresión del concreto es de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$. Se debe cumplir:

$$V_n = V_c$$

La Norma E.060 indica que esta resistencia no debe superar el siguiente valor:

$V_n < 2.6 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$; además, la resistencia del concreto viene dado por la expresión:

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

6.2.2. Diseño por flexión:

La resistencia nominal a flexión ϕM_n debe ser mayor que el momento último M_u .

Este diseño debe satisfacer las condiciones de equilibrio y la compatibilidad de deformaciones. Para esto, la Norma plantea las siguientes hipótesis:

- Existe adherencia entre el concreto y el acero, no hay desplazamientos entre ellos.
- Se cumple la hipótesis de Navier, la cual menciona que las secciones planas permanecen planas.
- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto en los cálculos de la resistencia de una sección.
- Se utiliza el bloque de compresiones con un valor constante de $0.85f'_c$, distribuido en una longitud de $a = \beta_1 * c$, donde c es el eje neutro, y β_1 es un valor que depende de la resistencia a la compresión del concreto. En el caso del edificio, como la resistencia del concreto es 210 kg/cm^2 , el valor de $\beta_1 = 0.85$.
- Se asume que el concreto agota su capacidad de deformación cuando ϵ_{cu} alcanza el valor de 0.003.

Para secciones rectangulares con falla en tracción se emplean las siguientes expresiones:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} \quad \phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

- A_s = Área de acero requerida por flexión (cm²)
- f'_c = Resistencia a compresión del concreto (Kg/cm²)
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (Kg/cm²)
- b = Ancho de la sección en análisis (cm)
- d = Peralte efectivo de la sección en análisis (cm)
- a = Profundidad del bloque de compresiones (cm)
- ϕM_n = Resistencia nominal de la sección en análisis (Kg-cm)

Acero mínimo, cuantía balanceada y acero máximo:

La cantidad de acero obtenida con las expresiones anteriores debe cumplir con los requerimientos establecidos en la Norma E.060. Es decir, se deben verificar los requerimientos mínimos establecidos para evitar fallas en la sección.

El área de acero mínimo debe garantizar que la sección fisurada resista al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}). Este último está dado por la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t}, \text{ con } f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

Donde:

- I_g = Inercia bruta de la sección (cm⁴)
- y_t = Distancia del eje neutro al borde de la sección (cm)
- f'_c = Resistencia a compresión del concreto (Kg/cm²)
- f_y = Resistencia a tracción del acero (Kg/cm²)

A partir de estos datos y la siguiente expresión, se obtiene el acero mínimo para una sección rectangular:

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

La Norma E.060 propone colocar el refuerzo por cambios volumétricos. Esto se debe a que las losas macizas tienen una sección bruta considerable. La cuantía mínima por contracción y temperatura es de 0.0018. Entonces el acero mínimo se calcula:

$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h$, donde b y h son el ancho y peralte de la sección, respectivamente.

Por otro lado, la cantidad máxima de acero depende de la cuantía balanceada de la sección. Esta se calcula por la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{\epsilon_u}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right)$$

Donde:

- ϵ_{cu} = Deformación última del concreto (0.003)
- ϵ_y = Deformación de fluencia del acero (0.0021)

La cantidad máxima de acero para la sección es el 75% del acero balanceado.

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.75 \times \rho_b \times b \times d$$

6.2.3. Cálculo de deflexiones:

Deflexiones inmediatas: Estas son las que se producen por efectos de las cargas de servicio. Es común que los momentos de servicio sobrepasen al momento de agrietamiento de la sección. Entonces, los cálculos de la inercia se realizarán con la sección agrietada.

De acuerdo con la Norma del ACI, se utiliza la siguiente expresión para calcular la inercia agrietada (I_{ef}):

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^3 \right] \times I_{cr}$$

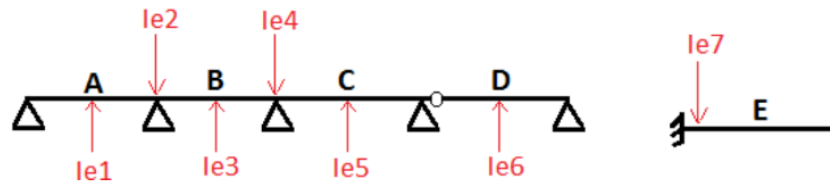
Donde:

- I_{ef} = Inercia agrietada o efectiva.
- I_g = Inercia bruta.
- M_{cr} = Momento de agrietamiento.
- M_s = Momento en servicio.

Por otro lado, la Norma peruana simplifica el cálculo de la inercia agrietada con la expresión:

$$I_{ef} = I_{cr}$$

Para calcular la inercia efectiva de uno de los tramos, se debe considerar las condiciones de apoyo correspondientes:



$$\begin{aligned} \text{lef tramo A: } & (2 \cdot le1 + le2) / 3 \\ \text{lef tramo B: } & (2 \cdot le3 + le2 + le4) / 4 \\ \text{lef tramo C: } & (le4 + 2 \cdot le5) / 3 \\ \text{lef tramo D: } & le6 \\ \text{lef tramo E: } & le7 \end{aligned}$$

Figura 6.1 Condiciones de apoyo para cálculo de inercia efectiva

Deflexiones diferidas:

Estas deflexiones se producen por cargas sostenidas durante un periodo prolongado y por efectos propios del material, es decir retracción plástica o creep.

La deflexión diferida se calcula multiplicando por el factor λ a la deflexión inmediata.

Este factor se calcula:
$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

- ξ = valor que depende del tiempo de duración de la carga.
- ρ' = cuantía de acero en compresión.

Se considera un valor de $\xi = 1.75$

Deflexiones permisibles

Las losas en análisis soportan elementos no estructurales susceptibles y no susceptibles de sufrir daños debido a las deflexiones. Entonces los valores permitidos son $L/480$ y $L/240$, respectivamente. L es la longitud de la luz del paño en análisis.

6.2.4. Ejemplo de diseño de losa maciza:

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, la cuantía mínima para una losa maciza es de 0.0018. Además, la Norma nos indica que el espaciamiento de la malla corrida debe ser como máximo el menor valor entre el triple del espesor de la losa y 45 cm.

Se tienen losas de 10, 15 y 20 cm de espesor. Para las losas de 10 cm de espesor se considera una malla corrida inferior. Para las losas de 15 y 20 cm se considera doble malla (superior e inferior). A continuación, se muestran las mallas mínimas para cada espesor:

Espesor (cm)	Cuantía		Malla	ϕM_n
10	Inferior	0.0018	8mm.@.25	0.51
15	Superior	0.0006	6mm.@.25	0.5
	Inferior	0.0012	8mm.@.25	0.89
20	Superior	0.0006	6mm.@.20	0.89
	Inferior	0.0012	8mm.@.20	1.58

Tabla 6.2 Mallas mínimas para espesores de losa maciza

A partir del modelo se obtienen los momentos flectores en ambas direcciones. Se busca que se cumpla $\phi M_n > M_u$. Entonces en las zonas en donde se sobrepase el momento nominal otorgado por la malla corrida, se colocan bastones de refuerzo. En las siguientes figuras se muestra la distribución de momentos en ambas direcciones.

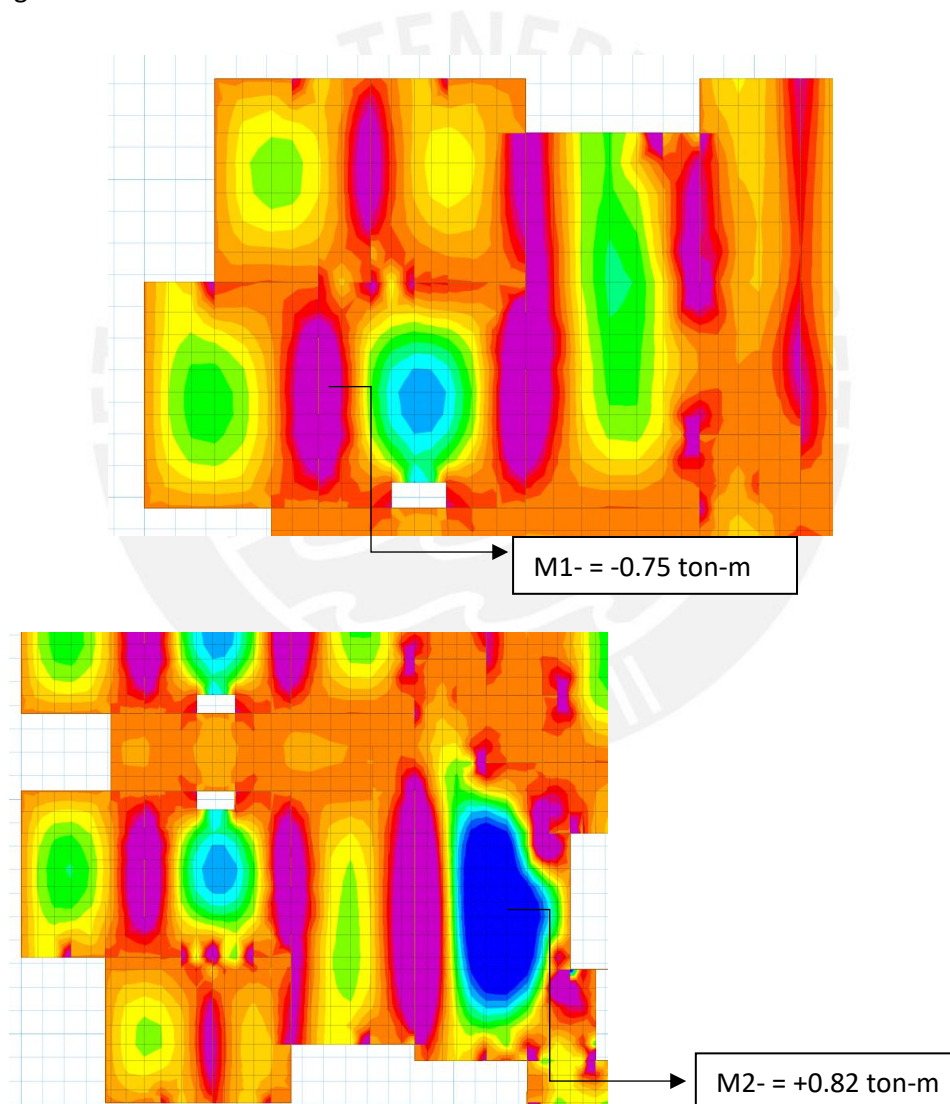


Figura 6.2 Distribución de momentos en la dirección X-X

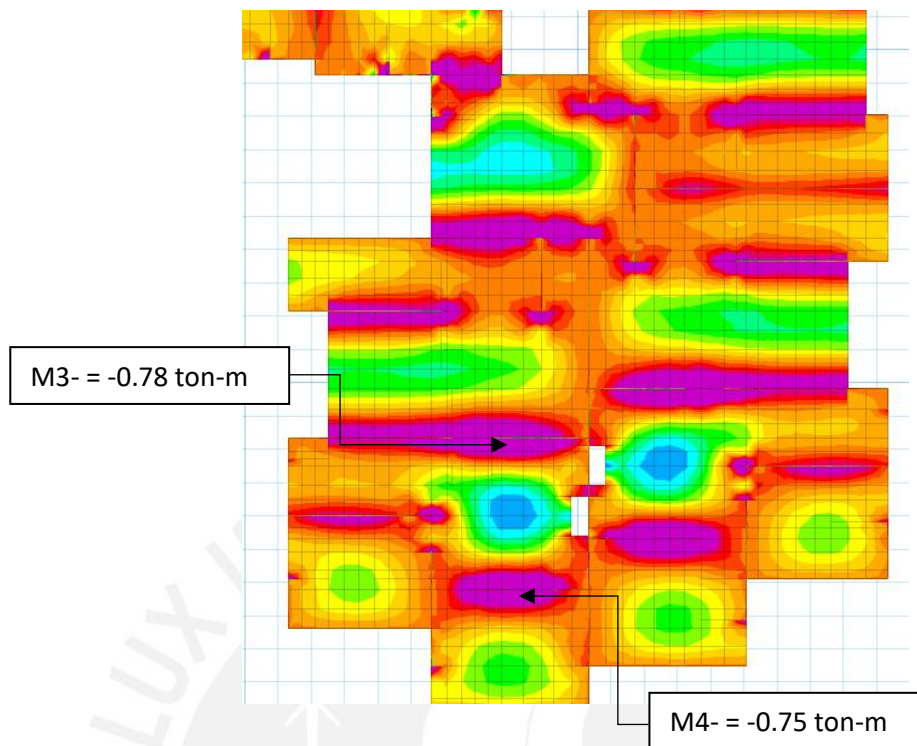


Figura 6.3 Distribución de momentos en la dirección Y-Y

Los resultados del análisis por flexión se mostrarán en la siguiente tabla.

Refuerzo	Mu (ton-m)	H losa (m)	As Requerido (cm ²)	As utilizado (cm ²)		
Superior	M1	-0.75	0.10	2.98	φ8mm.@.25 + φ6mm.@.375	2.75
	M3	-0.78	0.10	3.11	φ8mm.@.25 + φ6mm.@.25	3.12
	M4	-0.75	0.10	2.98	φ8mm.@.25 + φ6mm.@.375	2.75
Inferior	M2	0.82	0.15	1.84	φ8mm.@.25	2.00

Tabla 6.3 Resultados del análisis por flexión

Para el diseño por fuerza cortante se tiene un $\phi V_c = 4.57$ ton para las losas de 10 cm de espesor. Mientras que para los espesores de 15 y 20 cm se tienen ϕV_c de 7.83 y 11.10 ton, respectivamente. Los cortantes últimos que se presentan en ambas direcciones no sobrepasan la resistencia al corte. Por lo tanto, la sección en análisis cumple con el diseño por cortante.

A continuación, se hará una revisión de las deflexiones en las losas más esforzadas. Para esto se utilizan las cargas de servicio.

Se calcularán las deflexiones para la losa ubicada entre los ejes l' y K con 9 y 12. Este paño tiene un espesor de 10 cm. A continuación se muestra el cálculo del momento de agrietamiento.

Se tienen los siguientes datos:

- $b \text{ (cm)} = 100$
- $h \text{ (cm)} = 10$
- $f'c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 210$
- Módulo de ruptura del concreto: $f_r \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{210} = 28.98$
- $E_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 15000\sqrt{f'c} = 15000\sqrt{210} = 217371$
- $E_s \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 2000000$
- $r \text{ (cm)} = 3$
- $d \text{ (cm)} = 7$
- $d' \text{ (cm)} = 7$
- $n = \frac{E_s}{E_c} = 9.2$
- $I_g \text{ (cm}^4\text{)} = \frac{b \times h^3}{12} = 8333.3 \text{ cm}^4$

Como se mencionó anteriormente, el momento de agrietamiento se calcula mediante la expresión:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t} = \frac{28.98 \times 8333.3}{10/2} \times \frac{1}{100 \times 1000} = 0.48 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Del modelo obtenemos un momento de servicio de $M_{serv.} = 0.22 \text{ ton} \cdot \text{m}$. Como el momento actuante no supera al momento de agrietamiento, se concluye que la losa trabaja dentro del rango elástico para solicitaciones de servicio. Es por este motivo que las deflexiones se calcularán con la inercia bruta de la sección.

Del modelo de SAFE se obtienen las deflexiones inmediatas según los casos de carga:

- Deflexión inmediata debido al 100% de la carga muerta ($\Delta_i \text{ CM}$): 0.038 cm.
- Deflexión inmediata debido al 100% de la carga viva ($\Delta_i \text{ CV}$): 0.024 cm.
- Deflexión inmediata debido al 30% de la carga viva ($0.3\Delta_i \text{ CM}$): 0.0072 cm.

Por otro lado, las deflexiones diferidas se obtienen utilizando los parámetros expuestos anteriormente. Así, considerando un valor de $\xi = 1.75$, tenemos:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{1.75}{1 + 50 \times 0} = 1.75$$

- Deflexión diferida debido a la 100% de la carga muerta ($\Delta_d \text{ CM}$): 0.067 cm.
- Deflexión diferida debido al 30% de la carga viva ($0.3\Delta_d \text{ CV}$): 0.013 cm.

De los valores obtenidos, se calcula la deflexión máxima:

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_i \text{ CM} + \Delta_i \text{ CV} + \Delta_d \text{ CM} + 0.3\Delta_d \text{ CV} = 0.142 \text{ cm} = 1.42 \text{ mm.}$$

El techo en análisis no soporta ni está ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a grandes deflexiones. Entonces la deflexión límite está dada por $L/360$. La luz del paño es de 270cm, por lo tanto, la deflexión máxima permitida es de 0.75 cm; es decir, 7.5 mm.

Se ha verificado que la deflexión producida en la losa no excede el límite permisible.

6.3. DISEÑO DE MUROS:

Se tomaron en cuenta las consideraciones para el diseño de muros dispuestas por la Norma E.060. Se tienen muros de 15cm de espesor. El acero longitudinal se distribuyó en dos hileras y, adicionalmente se usó estribos de 8mm para confinar los extremos.

Dentro del diseño se busca que el muro falle por flexión antes que, por cortante, por este motivo se garantizó la sobrerresistencia necesaria para cumplir con esto.

6.3.1. Diseño por flexo compresión:

El diseño por flexo compresión para los muros se realizará con la ayuda del programa ETABS, el cual contiene un comando llamado Section Designer. En dicha ventana se pueden colocar manualmente la distribución y cantidad de barras, para luego obtener un diagrama de interacción.

Se realiza una aproximación del acero vertical a partir de la cuantía mínima vertical. Asimismo, se debe considerar una separación máxima de varillas como el menor valor entre 40 cm y tres veces el espesor del muro. Se consideraron las siguientes expresiones para calcular la cuantía mínima para la sección en análisis:

$$\text{Si: } Vu \geq 0.5\phi Vc \Rightarrow \rho_{\text{vertical}} \geq 0.0025 \quad \text{y} \quad \rho_{\text{horizontal}} \geq 0.0025$$

$$\text{Si: } Vu \leq 0.5\phi Vc \Rightarrow \rho_{\text{vertical}} \geq 0.0015 \quad \text{y} \quad \rho_{\text{horizontal}} \geq 0.0020$$

$$\text{Además: Si } \frac{hm}{lm} \leq 2 \Rightarrow \rho_{\text{vertical}} > \rho_{\text{horizontal}}$$

A continuación, se obtienen los diagramas de interacción para las direcciones X e Y. El diseño por flexo compresión consiste en iterar la cantidad de refuerzo en la sección hasta lograr que todos los pares ordenados $(\phi M_n; \phi P_n)$ proveniente de las combinaciones amplificadas de carga, se encuentren dentro del diagrama.

Además de esto, la Norma indica que el refuerzo del muro dentro del tercio inferior del edificio debe cumplir: $\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$

$$\text{Con: } M_{cr} = S \times \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) \text{ donde:}$$

- P = Fuerza Axial

- A = Área Tributaria
- $f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto
- S = Módulo de la sección ($S+ = Ig/yb$ $S- = Ig/yt$)

Por otro lado, la Norma E.060 indica que los elementos de borde en las zonas de compresión deben confinarse cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c = \frac{\ell_m}{600 (\delta u / hm)}$$

Donde,

ℓ_m = longitud del muro

hm = Altura del muro

δu = Desplazamiento inelástico en el nivel más alto del muro, $\delta u/hm \geq 0.005$

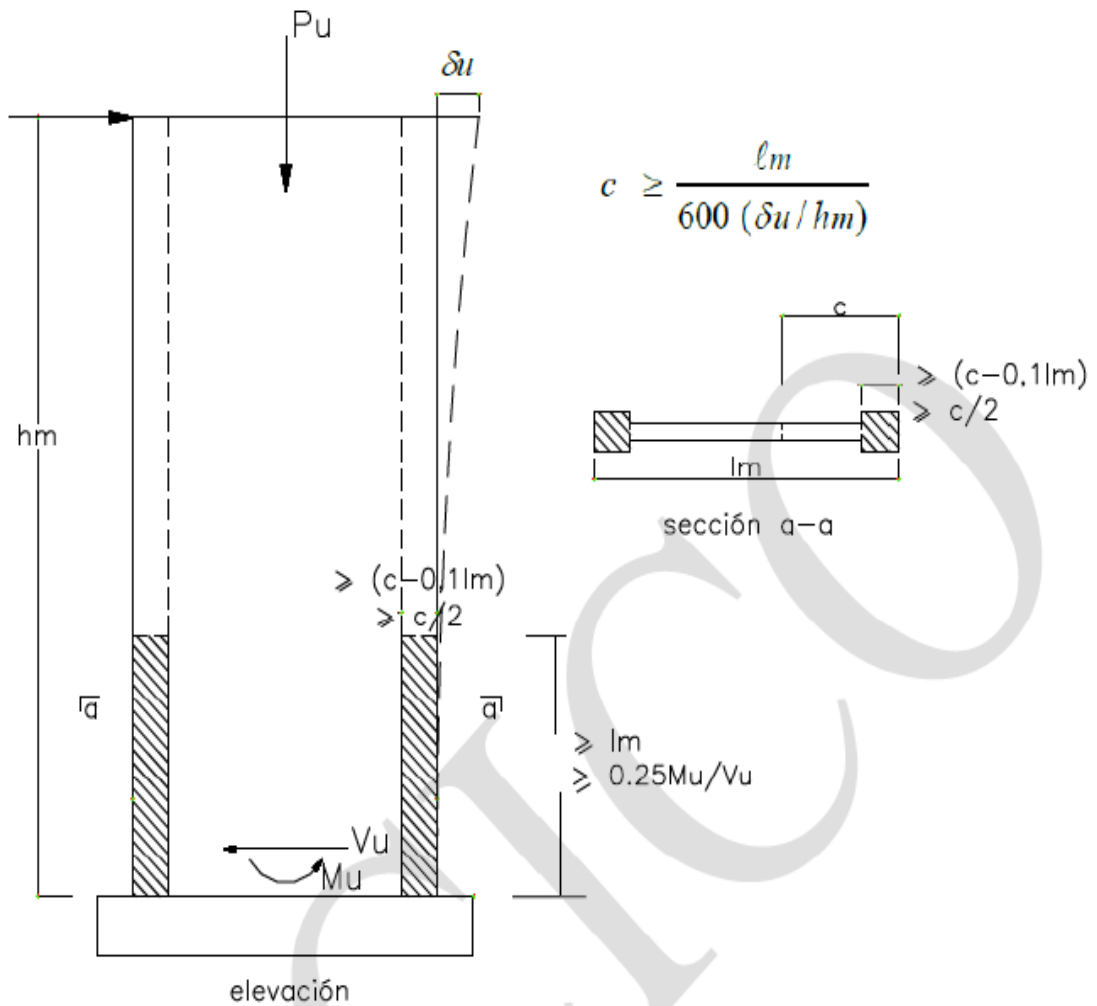


Figura 6.4 Confinamiento en muros

6.3.2. Diseño por Cortante:

Como se mencionó anteriormente, se diseña para que los muros fallen primero por flexocompresión antes que por cortante. Esto es debido a que una falla por flexión es dúctil y presenta secuencia de rótulas antes de fallar; en cambio, la falla por cortante es súbita y más peligrosa. La Norma E.060 nos indica que en todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro mediante la expresión:

$$V_u = V_{ua} \times \frac{M_n}{M_{ua}}, \text{ donde:}$$

- V_u = cortante de diseño
- V_{ua} = cortante último del análisis
- M_n = momento nominal
- M_{ua} = momento último del análisis

El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo. Sin embargo, el factor R tiene componentes de ductilidad y de sobrerresistencia. Estimando la sobrerresistencia en 2, lo máximo que se debería amplificar el cortante es el máximo de $R_0/2$ y 3.

A continuación, se debe calcular el valor de la resistencia al corte de la sección. La Norma E.060 plantea la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) = \phi(A_c \times \alpha \times \sqrt{f'_c} + A_c \times \rho_h \times f_y), \text{ donde:}$$

- $\phi = 0.85$ (Factor de reducción de resistencia para cortante)
- $A_c = 0.8Lt$ (Área de corte en la dirección de análisis). t = ancho de la sección.
- ρ_h = Cuantía de refuerzo horizontal
- α = cociente que relaciona la altura del muro (h_m) con su longitud (l_m)

$$\text{Si } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5 \Rightarrow \alpha = 0.80$$

$$\text{Si } \frac{h_m}{l_m} \geq 2.5 \Rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\text{Si } 1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2.5 \Rightarrow \text{Interpolar Linealmente}$$

Además, se debe verificar que $\phi V_n < 0.85 \times 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$

También se debe verificar el cortante por fricción. Esto se hace para garantizar que la base del muro resista adecuadamente. La Norma nos brinda la siguiente expresión para realizar el cálculo:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v \times f_y), \text{ donde:}$$

- $\phi = 0.85$ (Factor de reducción de resistencia para cortante)
- $\mu = 0.60$ (Módulo de fricción del concreto endurecido sin tratamiento)
- $N_u = 0.9 \times N_m$: Fuerza Normal última en función de la carga muerta
- $A_v = \rho_v \times t \times 1000 = \text{Área de refuerzo vertical}$
- N_m = Fuerza Normal debido a la carga muerta
- ρ_v = Cuantía vertical de acero
- t = Espesor del muro

6.3.3. Ejemplo de diseño de muro:

Se procederá a mostrar el diseño del muro PL-07, ya que este presenta mayores fuerzas cortantes y momentos flectores. El muro en estudio se muestra sombreado en la siguiente imagen.

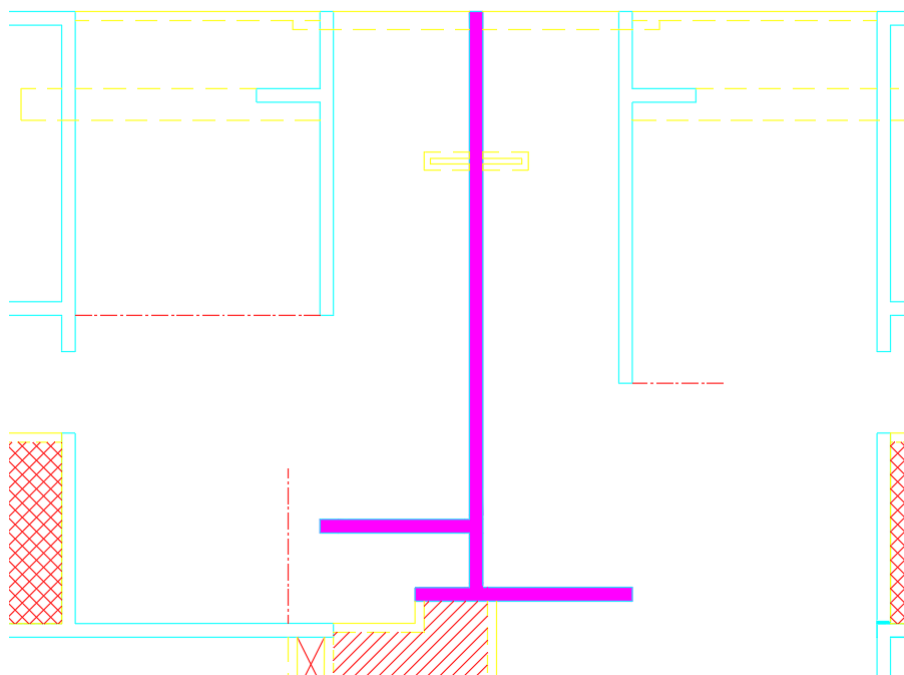


Figura 6.5 Muro PL-07

A partir del programa Etabs, se obtienen las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores para los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y. Se analizarán las cargas correspondientes al primer piso.

Nivel	Muro	Tipo de Carga	P (ton)	Vy (ton)	Vx (ton)	My (ton-m)	Mx (ton-m)
1er. Piso	P15	Muerta	-171.8	0.2	0.1	0.0	3.0
1er. Piso	P15	Viva	-42.1	0.0	0.0	-0.4	-3.1
1er. Piso	P15	Sismo XX	0.0	17.6	14.4	163.8	515.0
1er. Piso	P15	Sismo YY	0.0	49.5	8.7	95.2	1427.7

Tabla 6.4 Cargas en primer piso para el muro PL-07

Para el diseño, se deben amplificar las cargas a partir de las combinaciones propuestas por la Norma de concreto armado E.060. Los resultados de las combinaciones se presentan a continuación.

Combinación	Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Vux (ton)	Vuy (ton)
1.4CM + 1.7CV	312.1	-1.0	-0.6	0.2	0.3
1.25(CM+CV)+SX	267.4	514.9	163.3	14.6	17.9
1.25(CM+CV)-SX	267.4	-515.0	-164.2	-14.2	-17.3
0.9CM+SX	154.6	517.7	163.8	14.5	17.8
0.9CM-SX	154.6	-512.3	-163.7	-14.3	-17.4
1.25(CM+CV)+SY	267.4	1427.7	94.8	8.9	49.8
1.25(CM+CV)-SY	267.4	-1427.8	-95.6	-8.5	-49.3
0.9CM+SY	154.6	1430.4	95.2	8.8	49.7
0.9CM-SY	154.6	-1425.0	-95.2	-8.6	-49.4

Tabla 6.5 Cargas amplificadas para el muro PL-07

Diseño por flexocompresión:

A continuación, se mostrará el cálculo del acero de refuerzo vertical.

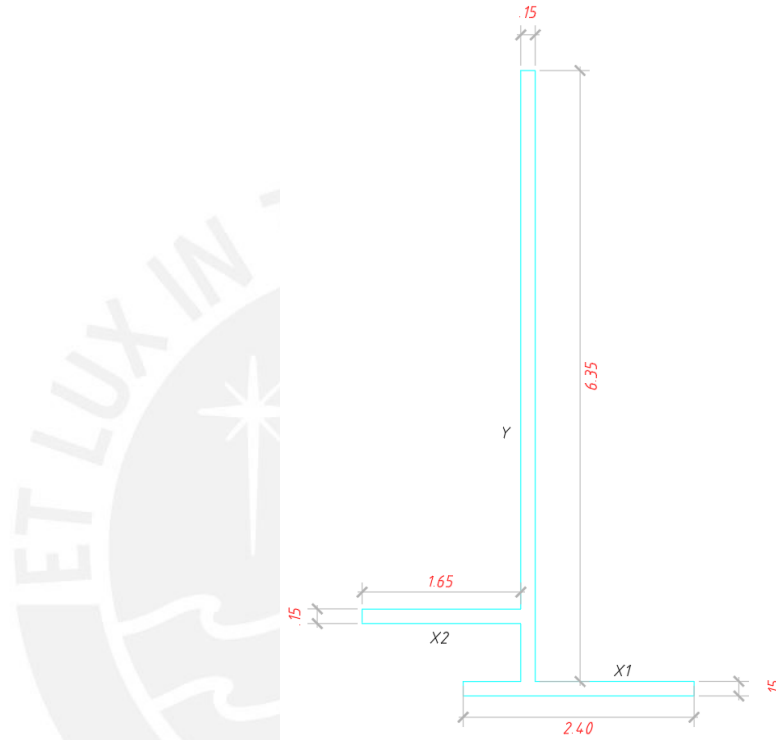


Figura 6.6 Esquema de dimensiones para ambas direcciones del muro PL-07

Muros en la dirección X-X: Existen dos muros en esta dirección, se mostrará el cálculo para cada uno de ellos:

- X1:

Se tienen los siguientes datos:

$h_m = 26.62 \text{ m}$.

$l_m = 2.40 \text{ m}$.

$t = 0.15 \text{ m}$.

$I = 0.1728 \text{ m}^4$

$$\frac{h_m}{l_m} = 11.1 \text{ m} > 2.5 \Rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\phi V_c = \phi A_c \times \alpha \times \sqrt{f'c} = 0.85 \times 0.8 \times 240 \times 15 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ Kg}} = 18.8 \text{ ton}$$

- X2:

Se tienen los siguientes datos:

$$h_m = 26.62 \text{ m.}$$

$$l_m = 1.65 \text{ m.}$$

$$t = 0.15 \text{ m.}$$

$$I = 0.5615 \text{ m}^4.$$

$$\frac{h_m}{l_m} = 16.1 \text{ m} > 2.5 \Rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\phi V_c = \phi A_c \times \alpha \times \sqrt{f'c} = 0.85 \times 0.8 \times 165 \times 15 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ Kg}} = 12.9 \text{ ton}$$

A partir de los valores de las longitudes de muro de cada sección, se aproxima el porcentaje de cortante que tomará cada muro en la dirección X. Así tenemos:

- % de cortante para muro X1 = $2.4 / (2.4 + 1.65) = 59\%$ de V_{ux}

- % de cortante para muro X2 = $1.65 / (2.4 + 1.65) = 41\%$ de V_{ux}

Del análisis tenemos:

El cortante último proveniente de las combinaciones de amplificación es $V_u = 14.6 \text{ ton}$. Entonces, de lo calculado se obtiene:

- Para X1:

$$V_u \text{ X1} = 8.6 \text{ ton.}$$

$$\phi V_c = 18.8 \text{ ton.}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = 9.4 \text{ ton.}$$

$$\text{Como } \frac{\phi V_c}{2} > V_u \Rightarrow \rho_{vertical} = 0.0015$$

$A_s = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ corresponde una malla doble de $\phi 8\text{mm}@.40$; sin embargo, por tratarse de un nivel en donde se tienen importantes solicitaciones sísmicas, se utilizará un refuerzo de $\phi 8\text{mm}@.25$.

- Para X2:

$$V_u \text{ X2} = 5.99 \text{ ton.}$$

$$\phi V_c = 12.9 \text{ ton.}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = 6.45 \text{ ton.}$$

$$\text{Como } \frac{\phi V_c}{2} > V_u \Rightarrow \rho_{vertical} = 0.0015$$

$A_s = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ corresponde una malla doble de $\phi 8\text{mm}@.40$; sin embargo, por tratarse de un nivel en donde se tienen importantes solicitaciones sísmicas, se utilizará un refuerzo de $\phi 8\text{mm}@.25$.

Muros en la dirección Y-Y: Se tienen los siguientes datos:

$$h_m = 26.62 \text{ m.}$$

$$l_m = 6.35 \text{ m.}$$

$t = 0.15 \text{ m.}$

$$\frac{hm}{lm} = 4.2 \text{ m} > 2.5 \Rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\phi V_c = \phi A_c \times \alpha \times \sqrt{f'c} = 0.85 \times 0.8 \times 635 \times 15 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ Kg}} = 49.75 \text{ ton}$$

$V_u = 49.81$

$$\frac{\phi V_c}{2} = 24.9 \text{ ton.}$$

$$\text{Como } \frac{\phi V_c}{2} < V_u \Rightarrow \rho_{vertical} = 0.0025$$

$A_s = 0.0025 \times 15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ se utiliza una malla doble de $\phi 8\text{mm}@.25$.

Utilizando el Section Designer, se procede a colocar la malla vertical en toda la longitud del muro, dejando espacios en los extremos para colocar una cantidad específica de acero de mayor diámetro que le brinde capacidad de resistir momentos de flexión. Tras una serie de iteraciones en donde se buscó que los puntos de las combinaciones queden dentro del diagrama de interacción, se llegó a la siguiente distribución:

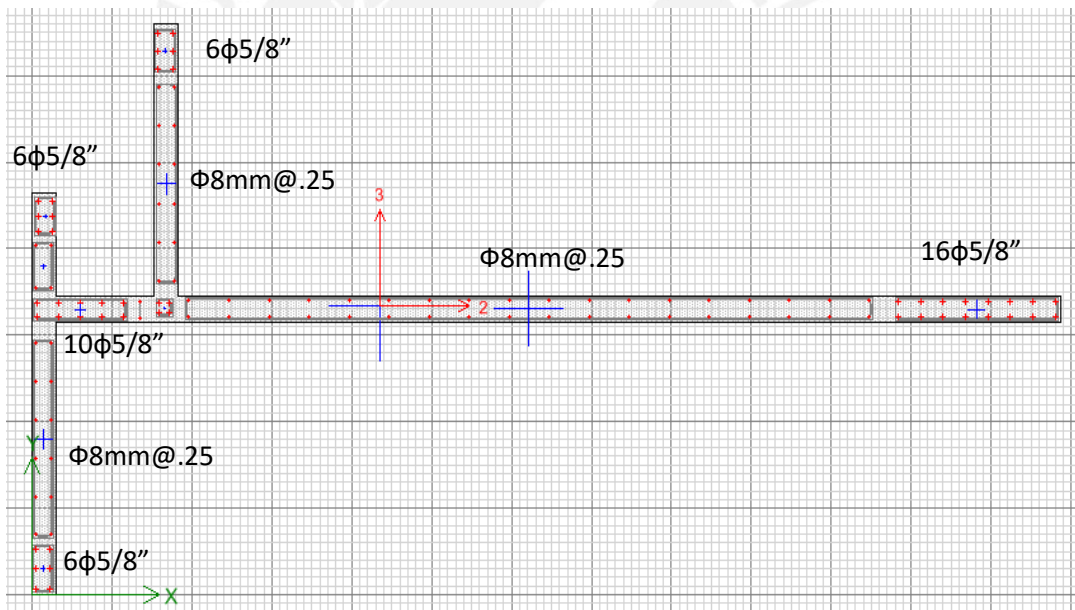


Figura 6.7 Distribución de refuerzo en el Section Designer

A continuación, se muestran los diagramas de interacción para ambas direcciones de análisis.

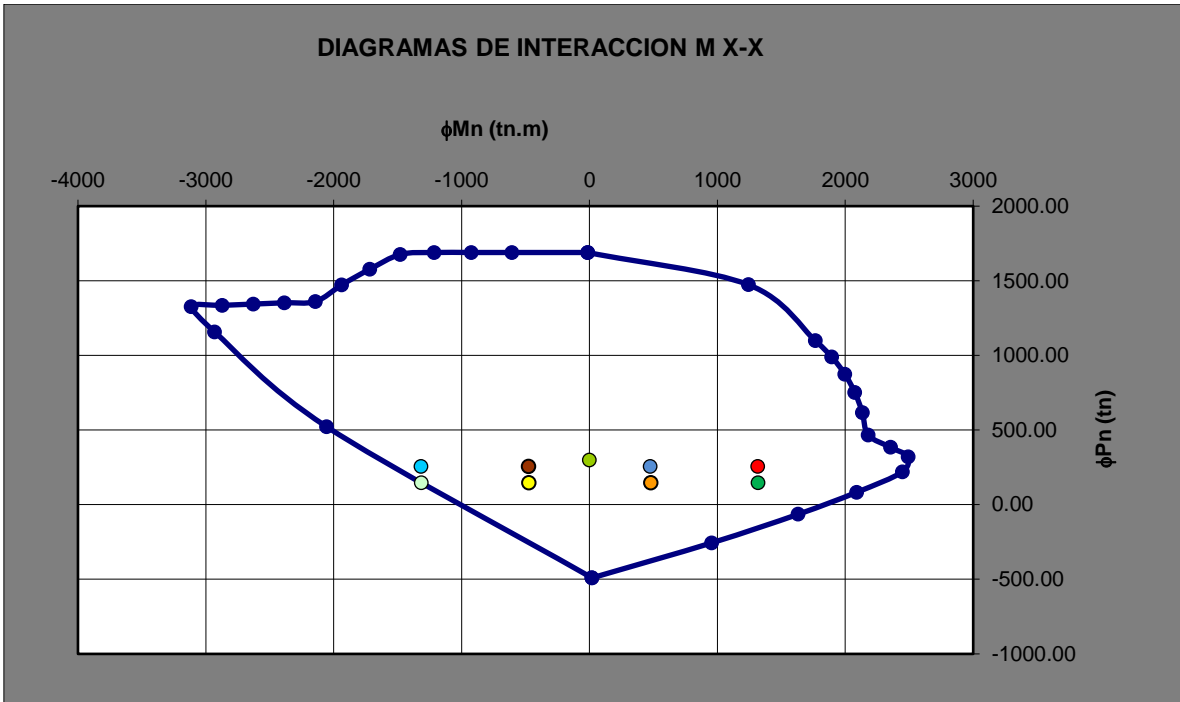


Figura 6.8 Diagrama de interacción para la dirección X-X

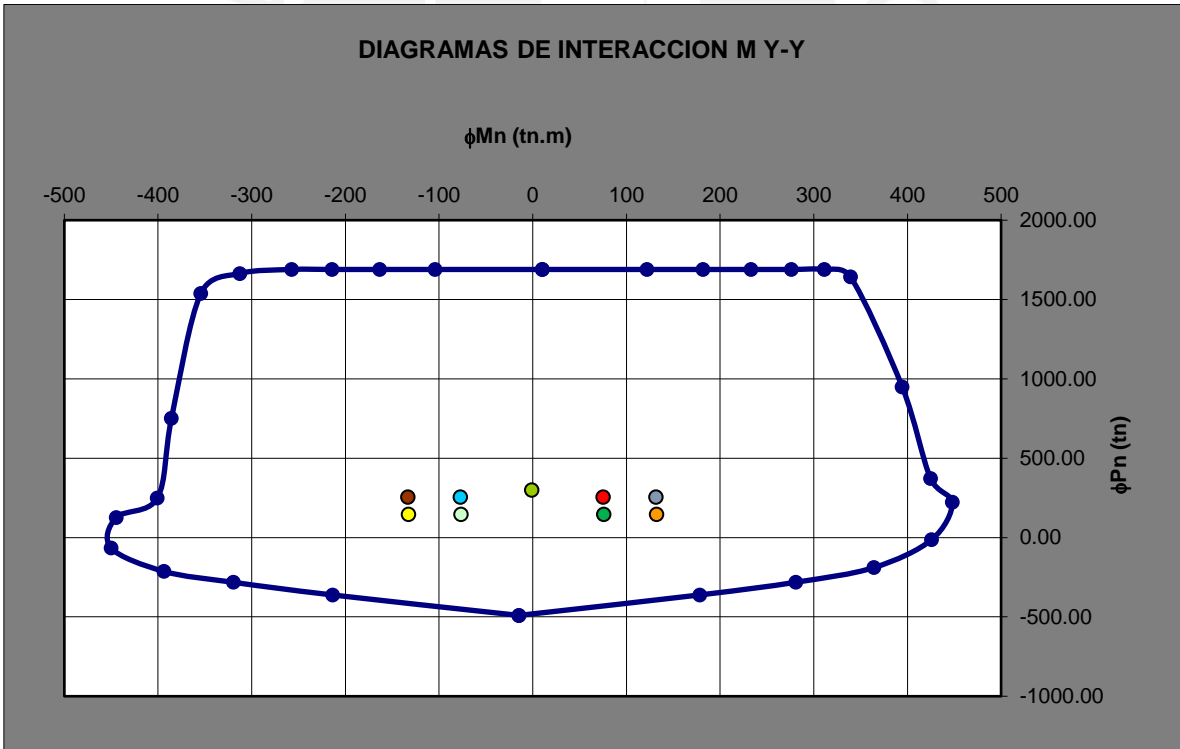


Figura 6.9 Diagrama de interacción para la dirección Y-Y

Todos los puntos se encuentran dentro de los diagramas de interacción, de modo que la distribución de acero es adecuada.

Verificación del momento de agrietamiento ($\phi Mn \geq 1.2Mcr$)

Para ambas direcciones se calcula el momento de agrietamiento

- Dirección Sismo X:

$$A = 1.56 \text{ m}^2 \quad I_y = 0.53 \text{ m}^4 \quad X_{cg} = 1.70 \text{ m}$$
$$Mcr = S \cdot \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) = \frac{0.53}{1.70} \cdot \left(2\sqrt{2100} + \frac{267.4}{1.56} \right) = 82 \text{ ton.m}$$
$$1.2Mcr = 98.4 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$Mn = 552.4 \text{ ton.m, entonces } \phi Mn = 552.4 \times 0.7 = 386.7 \text{ ton} > 82 \text{ ton} \quad \text{OK!}$$

- Dirección Sismo Y:

$$A = 1.56 \text{ m}^2 \quad I_x = 6.50 \text{ m}^4 \quad Y_{cg} = 2.176 \text{ m}$$
$$Mn = S \cdot \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) = \frac{6.50}{2.176} \cdot \left(2\sqrt{2100} + \frac{267.4}{1.56} \right) = 785.8 \text{ ton.m}$$
$$1.2Mcr = 943 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$Mn = 1734.3 \text{ ton.m, entonces } \phi Mn = 1734.3 \times 0.7 = 1214 \text{ ton} > 943 \text{ ton} \quad \text{OK!}$$

Diseño por cortante:

A continuación, se muestran los cálculos para el diseño por cortante según la Norma E.060.

El V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión mediante la expresión:

$$V_u = V_{ua} \times \frac{M_n}{M_{ua}}$$

- Análisis en la dirección del Sismo X-X:

$$V_{ua} = 14.6 \text{ ton} \quad M_{ua} = 164.2 \text{ ton.m} \quad M_n = 552.4 \text{ ton.m}$$

$$\frac{M_n}{M_{ua}} = 3.36; \text{ sin embargo, el factor de amplificación no deberá tomarse mayor que}$$

$$R_0/2, \text{ es decir } 6/2 = 3$$

$$\Rightarrow V_u = 14.6 \times 3 = 43.8 \text{ ton}$$

$$\phi V_{n_{\max}} = 0.85 \times [(165 + 240) \times 15] \times 2.7 \times \sqrt{210} \times \frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ Kg}} = 199.5 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 31.7$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{43.8 - 31.7}{0.85} = 14.2 \text{ ton}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \times f_y} = \frac{14.2 \times 1000}{405 \times 15 \times 4200} = 0.00055$$

Sin embargo, la cuantía mínima es de $\rho_h = 0.0025$, por lo tanto, se utiliza un refuerzo horizontal de $\phi 8\text{mm} @ .25$

- Análisis en la dirección del Sismo Y-Y:

$$V_{ua} = 49.8 \text{ ton} \quad M_{ua} = 1430.4 \text{ ton-m} \quad M_n = 1734.3 \text{ ton-m}$$

$$\frac{M_n}{M_{ua}} = 1.21$$

$$\Rightarrow V_u = 49.8 \times 1.21 = 60.3 \text{ ton}$$

$$\phi V_{n_{\max}} = 0.85 \times 635 \times 15 \times 2.7 \times \sqrt{210} \times \frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ Kg}} = 316.8 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 49.75 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{60.3 - 49.75}{0.85} = 12.4 \text{ ton}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \times f_y} = \frac{12.4 \times 1000}{0.80 \times 635 \times 15 \times 4200} = 0.00039$$

Sin embargo, la cuantía mínima es de $\rho_h = 0.0025$, por lo tanto, se utiliza un refuerzo horizontal de $\phi 8 \text{ mm} @ .25$

Verificación del cortante por fricción:

Se utiliza la fórmula: $\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v \times f_y)$

Se realiza la verificación para ambas direcciones de análisis:

$$- N_u = 0.9 \times N_m = 0.9 \times 171.8 = 154.62 \text{ ton}$$

$$- A_v = \rho_v \times t \times 100 = 0.0025 \times 15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$- \phi V_n = 0.85 \times 0.60 \times [(154.62 \times 1000) + 3.75 \times 4200] \times \frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ Kg}} = 86.9 \text{ ton}$$

$$- \text{Del análisis tenemos:} \quad V_{ux} = 14.6 \text{ ton} \\ V_{uy} = 49.8 \text{ ton}$$

Se verifica que el valor de diseño excede el valor último en ambas direcciones.

Verificación de necesidad de confinamiento:

La Norma E.060 indica que los elementos de borde en las zonas de compresión deben confinarse cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c = \frac{\ell_m}{600 (\delta u / h_m)}$$

A continuación, se procederá a calcular la profundidad del eje neutro para cada dirección de análisis:

Se obtuvieron las siguientes cargas axiales:

$$- \text{Para ambas direcciones de análisis se tiene un } P = 267.4 \text{ ton.}$$

A través del programa SAP2000 se calcularon las deformaciones del acero para cada dirección:

Para la dirección X-X:

- Para 90°:

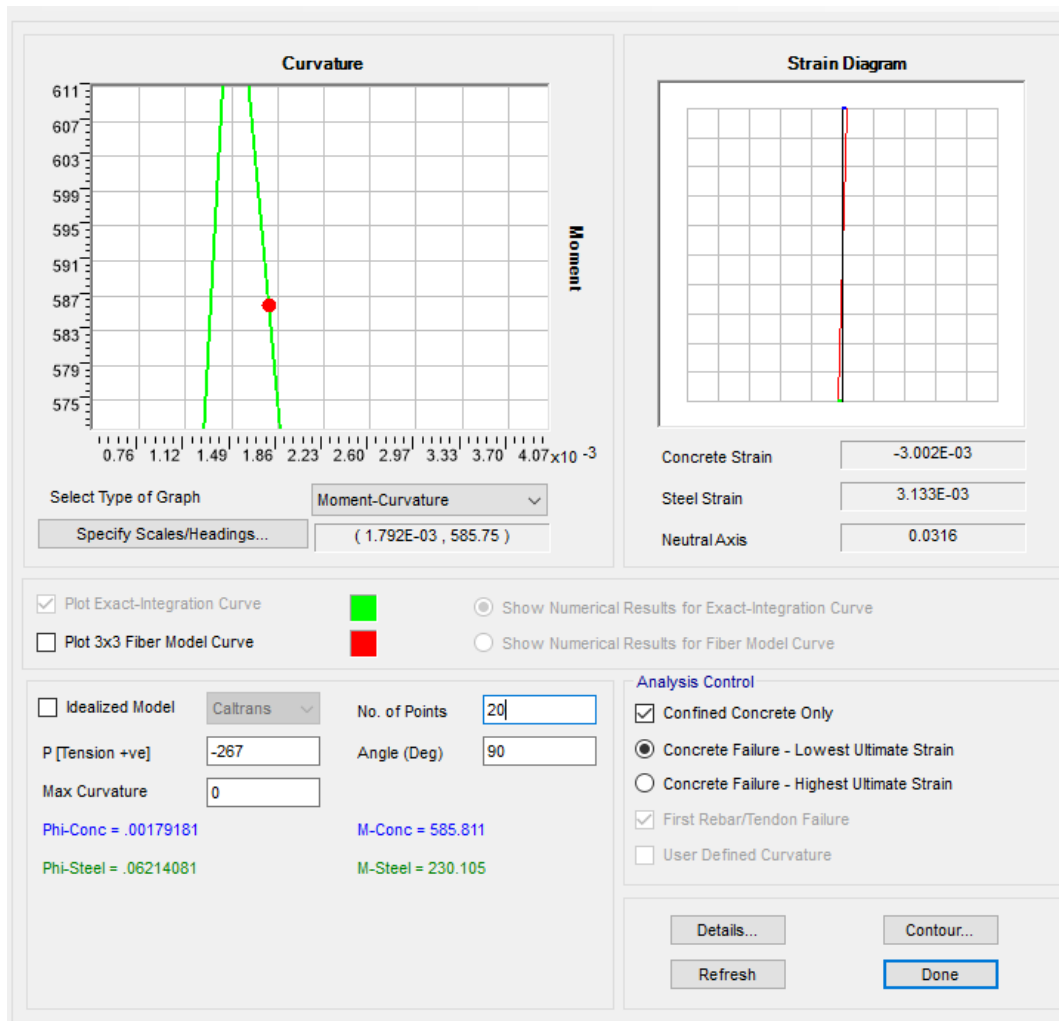


Figura 6.1B Cálculo de la deformación del acero a través de diagrama de momento-curvatura para 90°

Para la deformación unitaria del concreto 0.003, se obtuvo una deformación del acero de 0.00313.

Se consideró una longitud de muro en la dirección X-X de 3.45 m.

Con los datos calculados se obtuvo que la profundidad del eje neutro es de 1.70 m.

Además, el desplazamiento inelástico en el nivel más alto del muro es de 0.179 m. Entonces la relación $\delta_u/hm = 0.0067$. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, el menor valor de δ_u/hm para un sistema estructural de muros de concreto es de 0.007.

El límite permisible para la profundidad del eje neutro es: $c = \frac{\ell m}{600 (\delta u / hm)} = 0.82 \text{ m}$.

Por lo tanto, necesita confinamiento para una longitud igual a $c \cdot 0.1m = 1.05 \text{ m}$.

La altura de confinamiento necesaria es igual a la longitud del muro en dicha dirección. Es decir, se confinarán los dos primeros pisos.

– Para 270°:

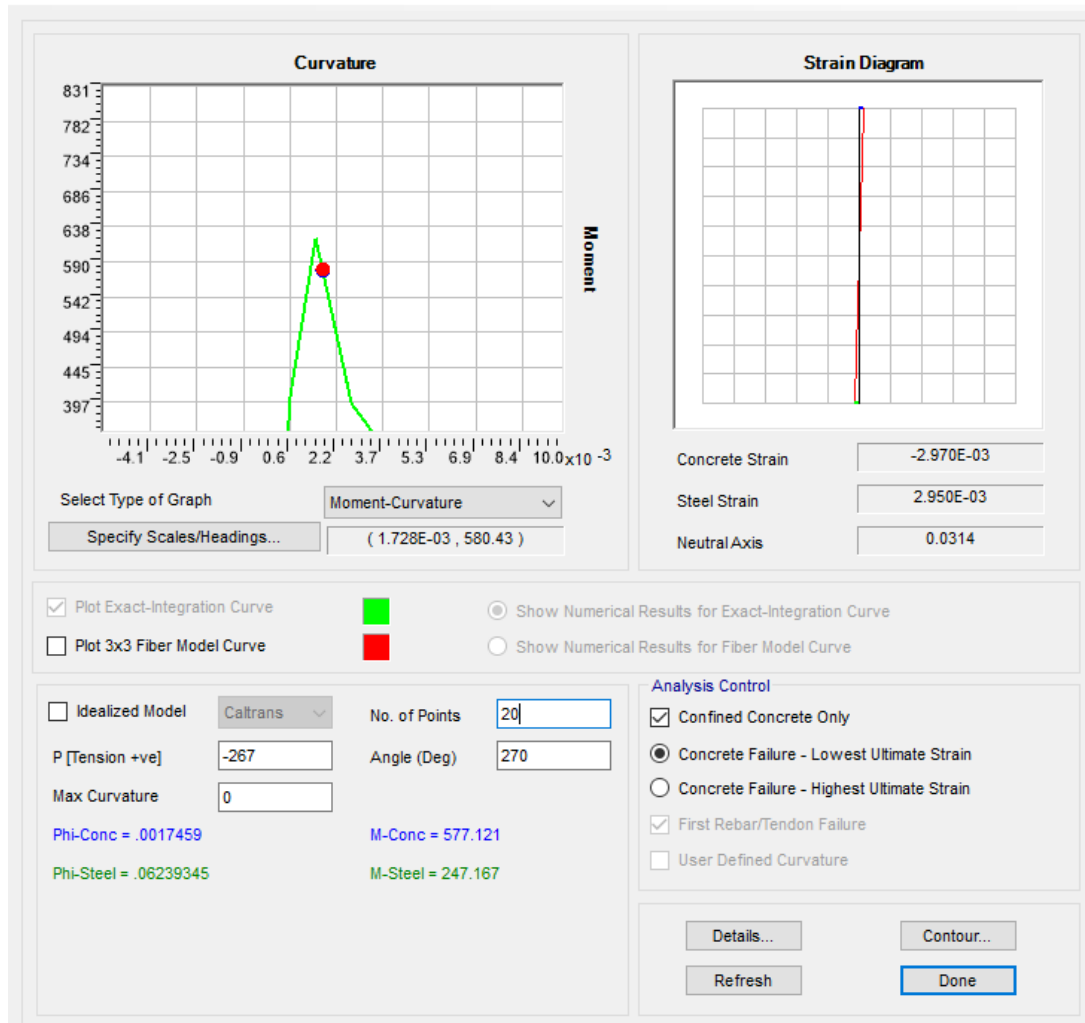


Figura 6.2B Cálculo de la deformación del acero a través de diagrama de momento-curvatura para 270°

Para la deformación unitaria del concreto 0.003, se obtuvo una deformación del acero de 0.00295.

Con los datos calculados se obtuvo que la profundidad del eje neutro es de 1.74 m.

La relación $\delta u/hm = 0.007$.

El límite permisible para la profundidad del eje neutro es: $c = \frac{\ell m}{600 (\delta u / hm)} = 0.82 \text{ m}$.

Por lo tanto, necesita confinamiento para una longitud igual a $c \cdot 0.1m = 1.09 \text{ m}$.

La altura de confinamiento necesaria es igual a la longitud del muro en dicha dirección. Es decir, se confinarán los dos primeros pisos.

Para la dirección Y-Y:

– Para 0° :

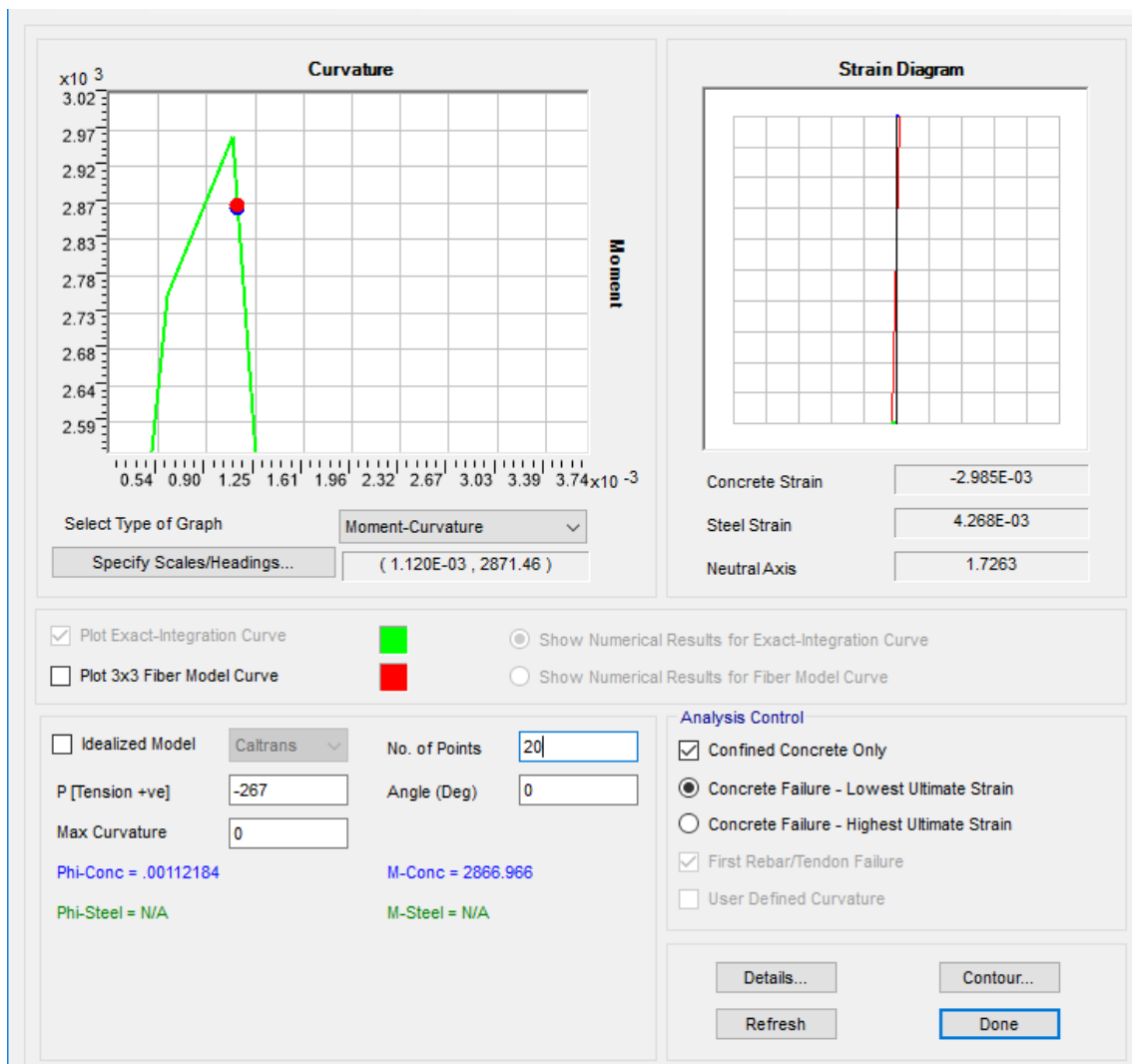


Figura 6.3B Cálculo de la deformación del acero a través de diagrama de momento-curvatura para 0°

Para la deformación unitaria del concreto 0.003, se obtuvo una deformación del acero de 0.00427.

Se consideró una longitud de muro en la dirección Y-Y de 6.50 m.

Con los datos calculados se obtuvo que la profundidad del eje neutro es de 2.65 m.

Además, el desplazamiento inelástico en el nivel más alto del muro es de 0.11 m. Entonces la relación $\delta u/hm = 0.0041$. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, el menor valor de $\delta u/hm$ para un sistema estructural de muros de concreto es de 0.007.

El límite permisible para la profundidad del eje neutro es: $c = \frac{\ell m}{600 (\delta u / hm)} = 1.51 m$.

Por lo tanto, necesita confinamiento para una longitud igual a $c \cdot 0.1m = 2.06 m$.

La altura de confinamiento necesaria es igual a la longitud del muro en dicha dirección. Es decir, se confinarán los tres primeros pisos.

- Para 180°:

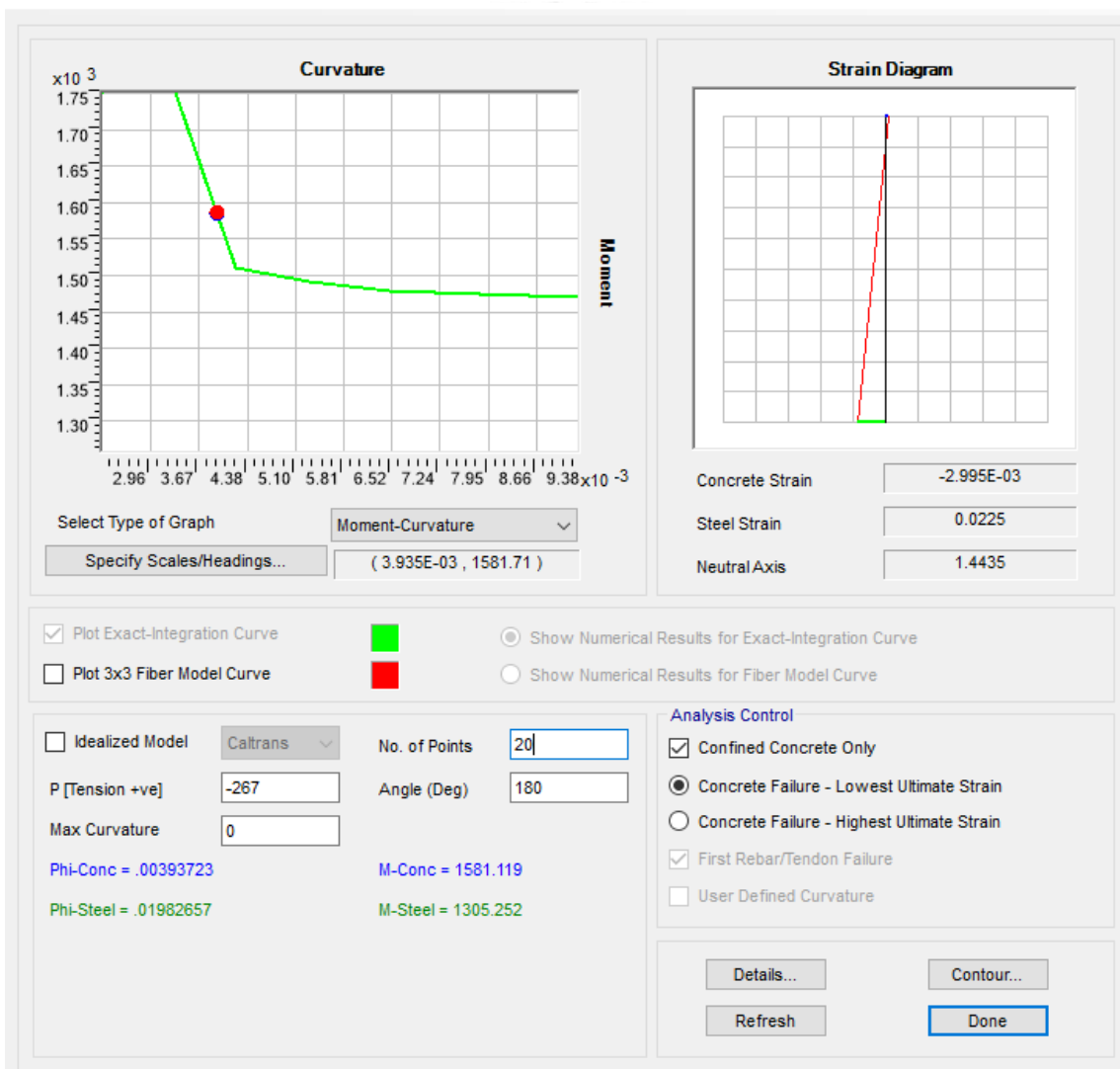


Figura 6.4B Cálculo de la deformación del acero a través de diagrama de momento-curvatura para 180°

Para la deformación unitaria del concreto 0.003, se obtuvo una deformación del acero de 0.0225.

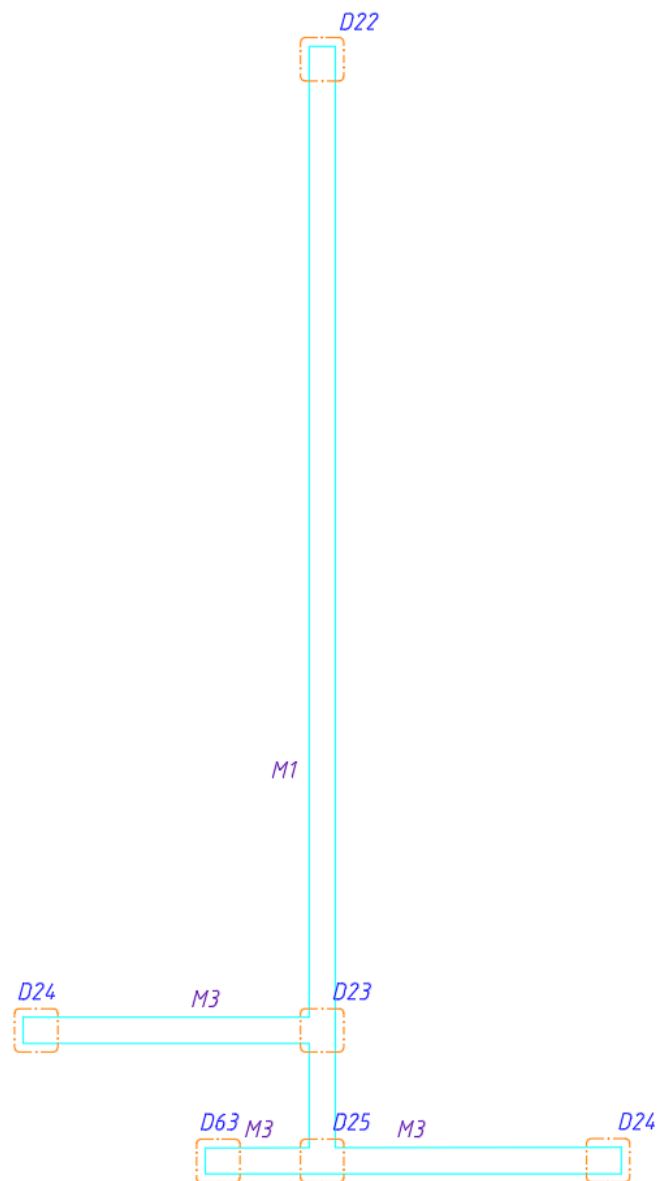
Con los datos calculados se obtuvo que la profundidad del eje neutro es de 0.76m.

La relación $\delta u/hm = 0.007$.

El límite permisible para la profundidad del eje neutro es:

$$c = \frac{\ell m}{600 (\delta u / hm)} = \frac{6.35}{600 (0.007)} = 1.55 \text{ m.}$$

Por lo tanto, no necesita confinamiento.



D22	18ø5/8" (TIPO 16)
D23	8ø5/8" (TIPO 18)
D24	6ø5/8" (TIPO 26)
D25	10ø5/8" (TIPO 19)
D63	6ø5/8" (TIPO 34)

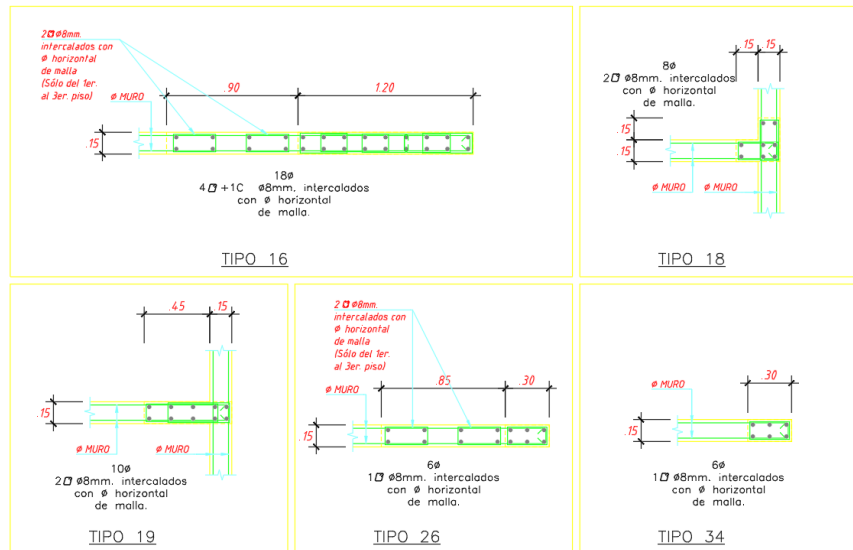


Figura 6.5B Detalles de refuerzo en placa PL-07

6.4. DISEÑO DE CIMENTACIÓN:

En el presente trabajo se procederá a utilizar una platea o losa de cimentación. La platea es una placa flotante apoyada directamente sobre el suelo. Comúnmente es usada en terrenos no homogéneos donde pueden producirse asentamientos diferenciales; sin embargo, por su facilidad de construcción respecto a otros tipos de cimentación y el tiempo de colocación en obra, la emplearemos en nuestra edificación.

Esta decisión fue mejor que la de cimientos corridos, ya que al poseer una capacidad portante del suelo muy baja los cimientos corridos tendrían volados muy largos y la construcción se encarecería y demoraría.

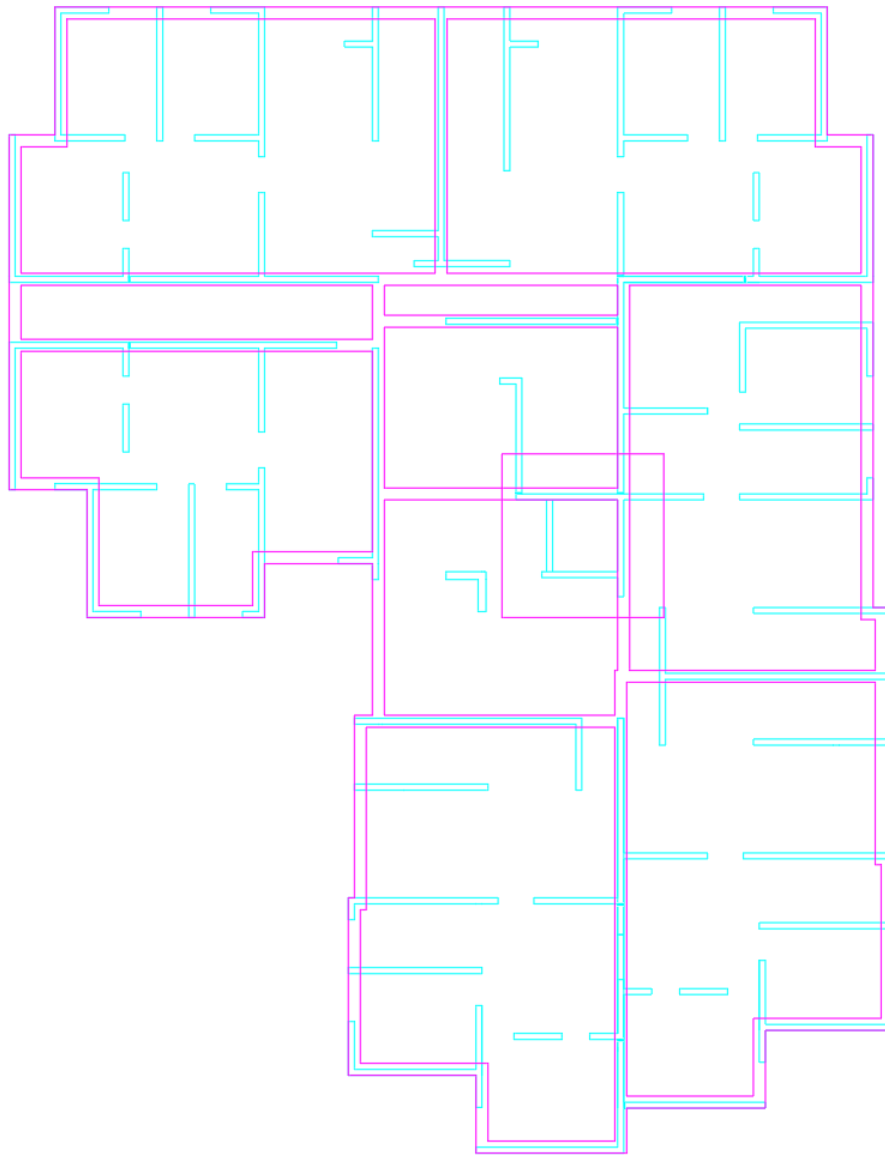


Figura 6.6B Esquema de platea con vigas de cimentación

6.4.1. Características de la cimentación:

Como se verificó en el predimensionamiento, la platea tendrá 50 cm de espesor. Asimismo, las vigas de cimentación tendrán un peralte de 1.50 m y un ancho de 30 cm. Estas medidas se sustentarán más adelante.

El concreto a utilizar será de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

Como se mencionó anteriormente, el módulo de balasto para cargas de gravedad es $K_s = 3.10 \text{ Kg/cm}^3$; mientras que para combinaciones que consideren los efectos del sismo, le corresponde un módulo de balasto de $K_s = 3.91 \text{ Kg/cm}^3$.

A continuación, se muestran las presiones del suelo según las cargas asignadas.

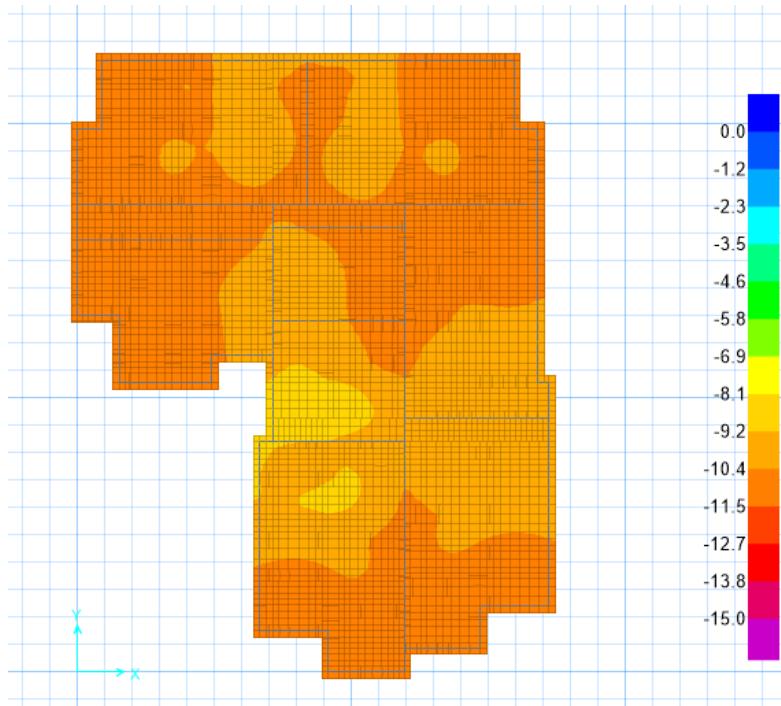


Figura 6.7B Presiones del suelo para cargas de gravedad

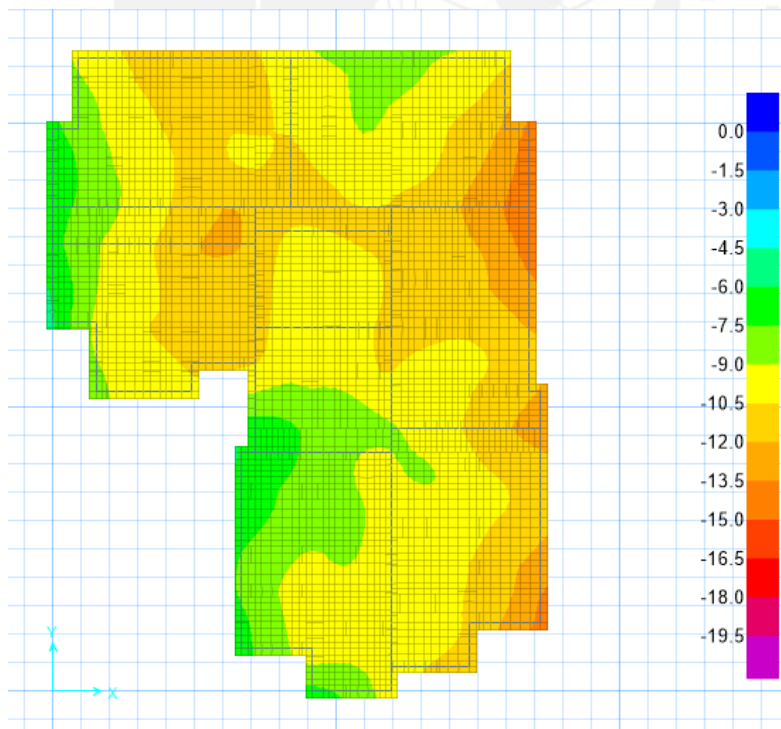


Figura 6.8B Presiones del suelo considerando el Sismo en la dirección X-X

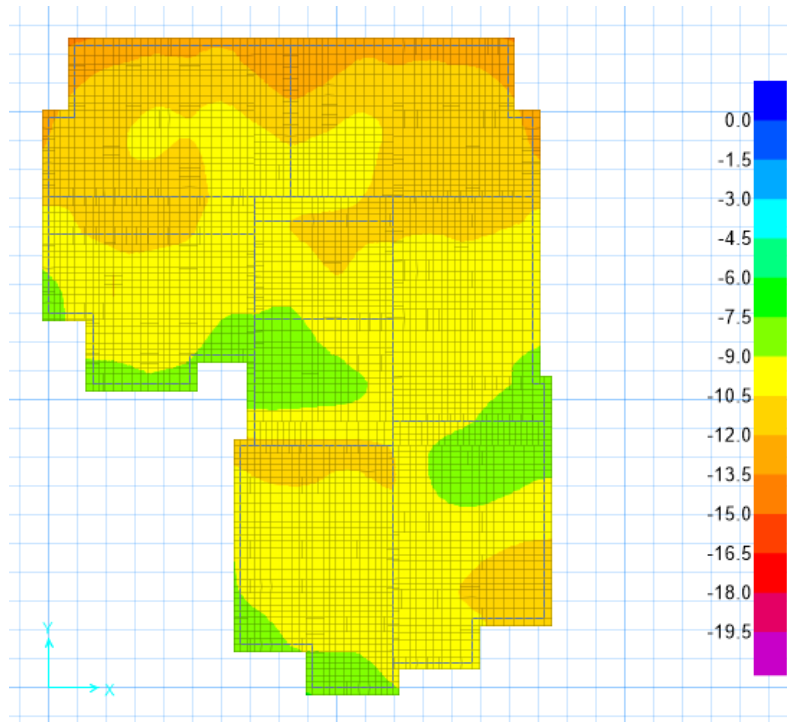


Figura 6.9B Presiones del suelo considerando el Sismo en la dirección Y-Y

En todos los casos se cumple que las presiones sobre el terreno no superan la capacidad admisible.

6.4.2. Diseño de la platea de cimentación

Las consideraciones para el diseño de la platea de cimentación son similares al diseño de una losa maciza.

Se diseñó la platea por metro lineal. Además, se consideró un acero de refuerzo distribuido en dos capas. Se le da un recubrimiento de 7 cm, por lo que el peralte efectivo es de 43 cm.

Diseño por cortante de la platea:

Según la Norma E.060, la resistencia a cortante de la platea de cimentación se calcula mediante la expresión:

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

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 43 = 28.1 \text{ ton.}$$

Del programa SAFE obtenemos el diagrama de fuerzas cortantes. Se coloca el rango de valores para identificar las zonas en donde se excede la capacidad de cortante.

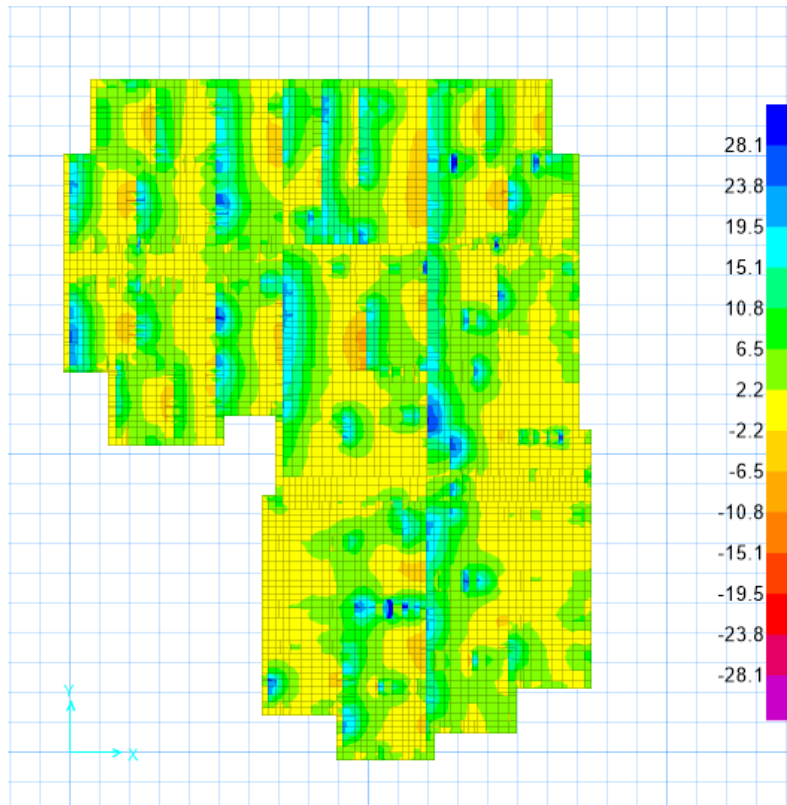


Figura 6.1C Diagrama de fuerzas cortante en la dirección V13

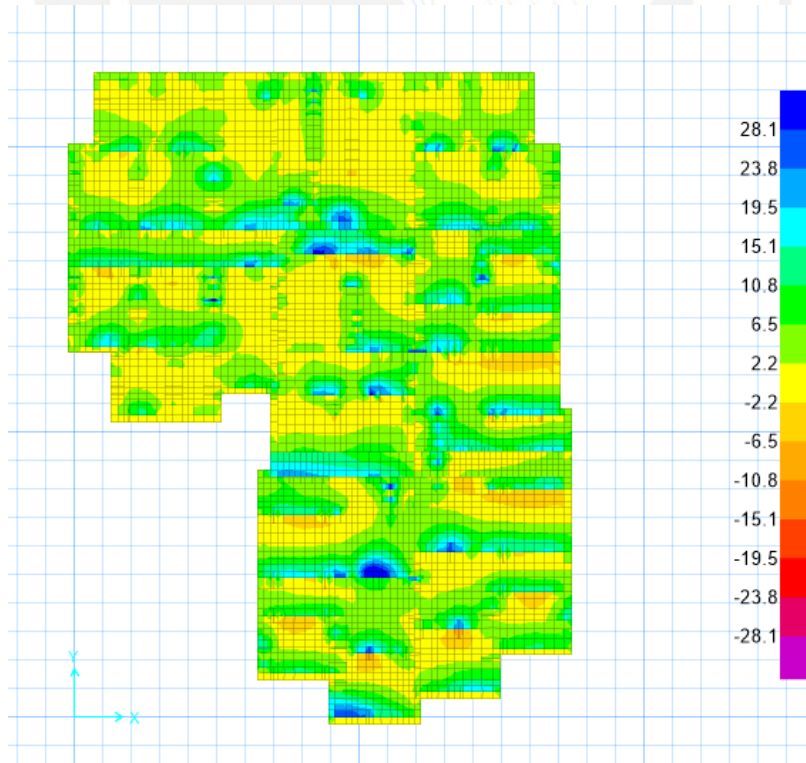


Figura 6.2C Diagrama de fuerzas cortante en la dirección V23

De las imágenes mostradas, se verifica que las fuerzas cortantes a “d” de la cara de las vigas de cimentación o de los muros no exceden la capacidad calculada.

Se asume que el área es muy grande para fallar por punzonamiento, de modo que no es necesario realizar la verificación.

Diseño por flexión de la platea:

Según la Norma E.060, la cuantía mínima por retracción y temperatura para la platea es de 0.0018. Teniendo una sección de 50 cm de ancho, se calcula una malla inferior y superior de $\phi 3/8'' @ .15$. Esto corresponde a una cuantía de 0.0019.

El momento nominal correspondiente a la malla corrida es de $\phi M_n = 7.59 \text{ ton.m}$.

En el programa SAFE se ponen los rangos de valores para identificar las zonas que requieren refuerzo.

A manera de ejemplo se mostrará el diseño correspondiente a los paños comprendidos entre los ejes 6 y 9 con F y O

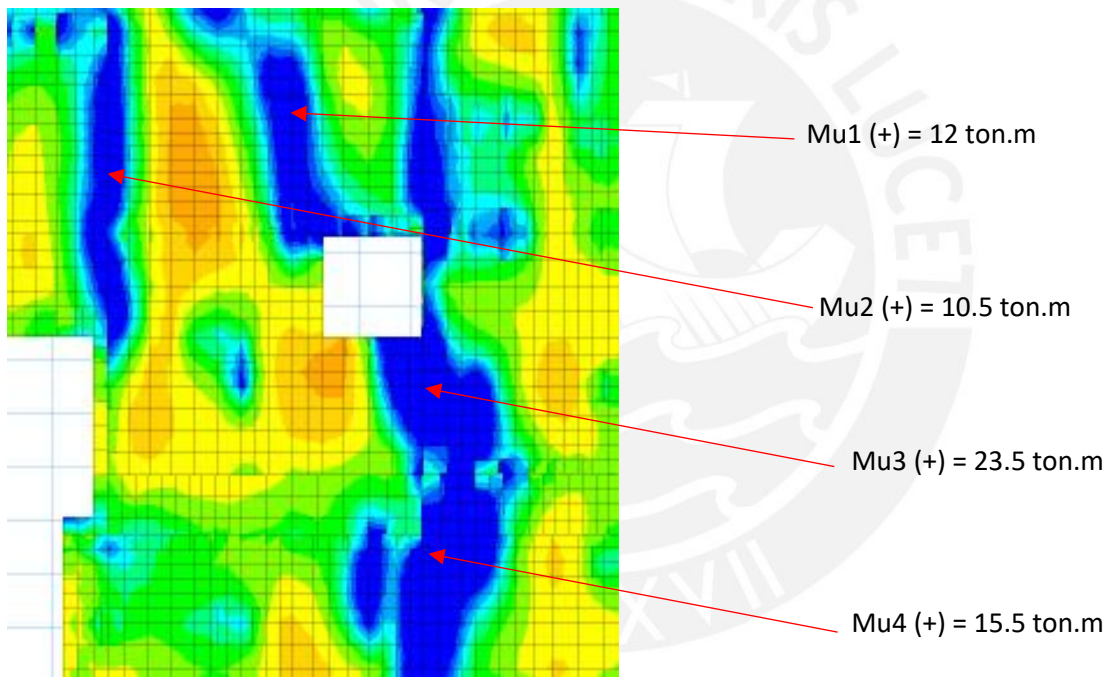


Figura 6.3C Momentos de la platea en la dirección X-X

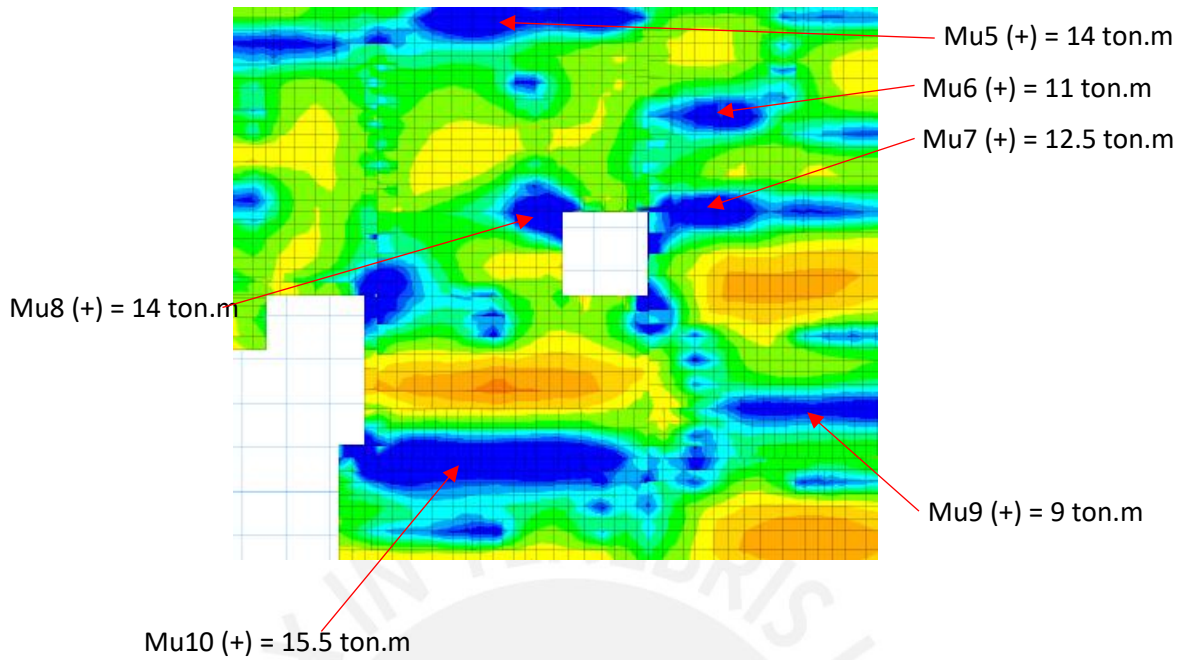
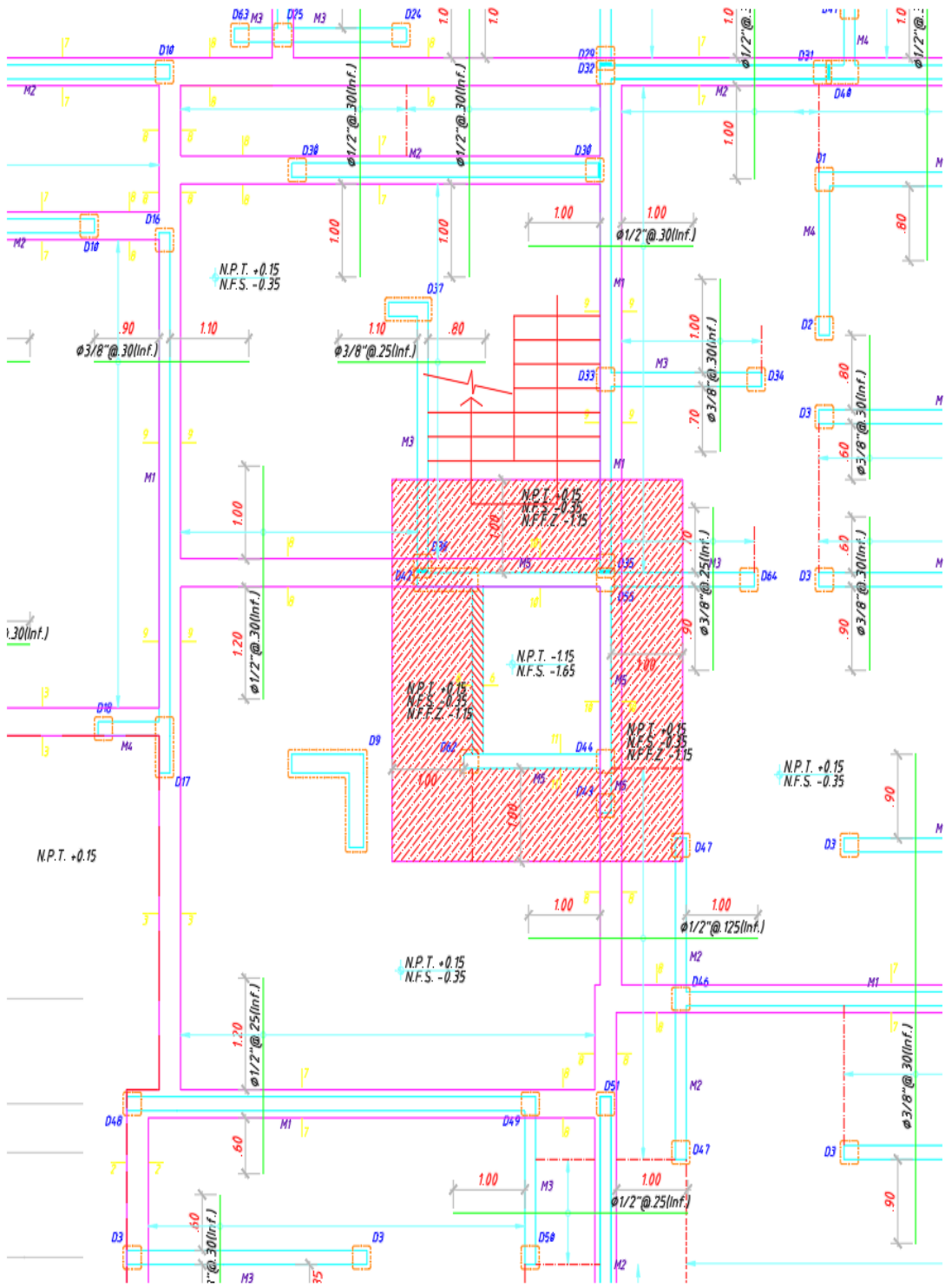


Figura 6.4C Momentos de la platea en la dirección Y-Y

Refuerzo	Mu (ton-m)	As Requerido (cm ²)	As utilizado (cm ²)		
Inferior	M1	12	7.54	$\Phi 3/8'' @ .15 + \phi 3/8'' @ .25$	7.57
	M2	10.5	6.58	$\Phi 3/8'' @ .15 + \phi 3/8'' @ .30$	7.10
	M3	23.5	15.0	$\Phi 3/8'' @ .15 + \phi 1/2'' @ .125$	15.05
	M4	15.5	9.8	$\Phi 3/8'' @ .15 + \phi 1/2'' @ .25$	9.90
	M5	14	8.83	$\Phi 3/8'' @ .15 + \phi 1/2'' @ .30$	9.03
	M6	11	6.9	$\Phi 3/8'' @ .15 + \phi 3/8'' @ .30$	7.10
	M7	12.5	7.86	$\Phi 3/8'' @ .15 + \phi 3/8'' @ .25$	7.57
	M8	14	8.83	$\Phi 3/8'' @ .15 + \phi 1/2'' @ .30$	9.03
	M9	9	5.69	$\Phi 3/8'' @ .15 + \phi 3/8'' @ .30$	7.10
	M10	15.5	9.8	$\Phi 3/8'' @ .15 + \phi 1/2'' @ .25$	9.90

Tabla 6.6 Refuerzo utilizado en la platea



PLATEA DE CIMENTACIÓN



*PLATEA DE H=0.50m:
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8''@.15$
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8''@.15$*

(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)



*FALSA ZAPATA:
FALSA ZAPATA A VACIAR DEBAJO DE LA PLATEA DE CIMENTACION
SEGUN INDICA EN LA PLANTA Y LOS CORTES DE CIMENTACION.*

Figura 6.5C Diseño final de la platea

Diseño de la viga de cimentación:

El diseño de las vigas de cimentación es similar al diseño de las vigas de techo.

Diseño por flexión:

Se considera un recubrimiento de 7 cm. Entonces se tiene un peralte efectivo, $d = h - r = 150 - 7 = 143$ cm. Además, se utiliza un concreto con resistencia de $f'c = 210$ Kg/cm². Se calcula el acero mínimo y máximo para la sección a partir de las siguientes fórmulas:

- Acero mínimo: $AS_{\min} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{fy} = 10.36 \text{ cm}^2$

- Acero máximo: El porcentaje de refuerzo no deberá exceder de 0,75 pb, donde pb es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada. Entonces se calcula:

$$AS_{0.75AsB} = 0.75 \times \frac{0.85 \times f'c \times 0.85}{fy} \times \frac{6000}{6000 + fy} \times b \times d = 68.4 \text{ cm}^2$$

A continuación, se muestran los diagramas de momentos flectores en las vigas de cimentación. Se identifica la viga más esforzada, la cual dominará el diseño.

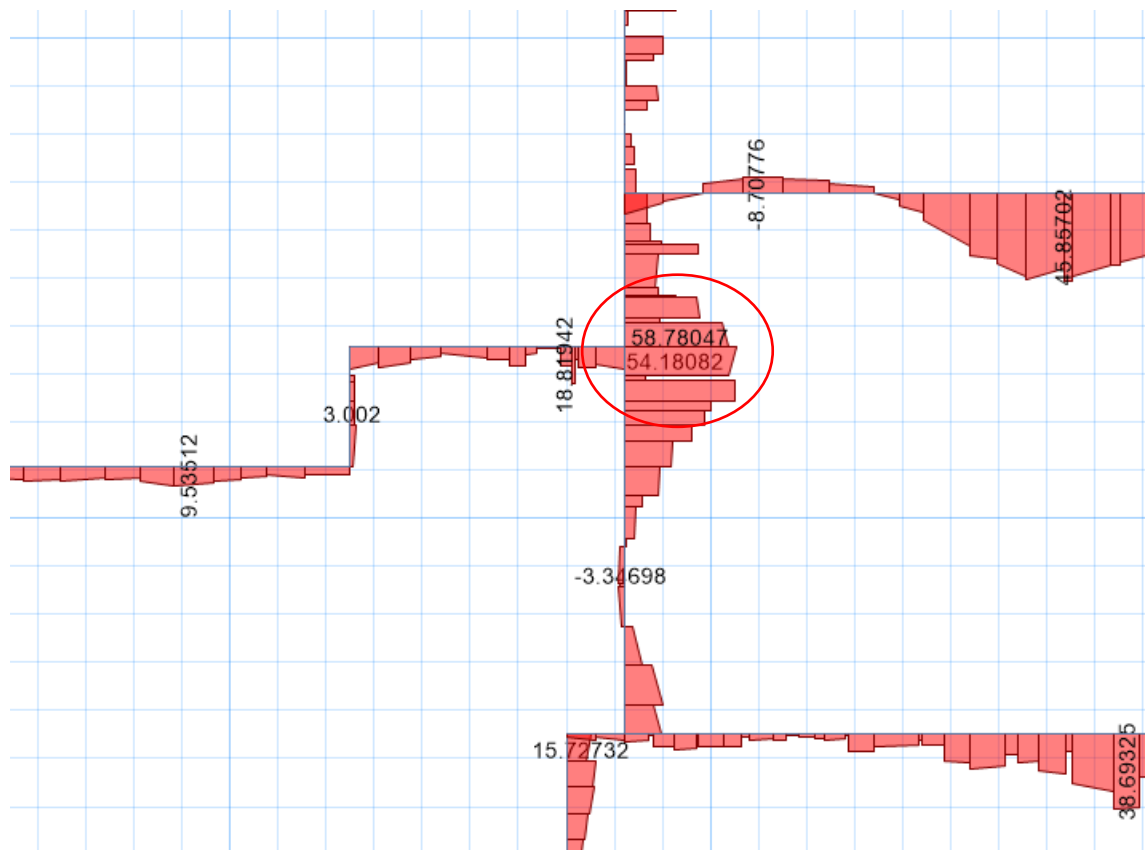


Figura 6.6C Diagrama de momentos flectores de la viga de cimentación

Del SAFE obtenemos un momento máximo de 58.8 ton.m. Asimismo, la resistencia del
 Según Norma E.060, debe de proveerse un refuerzo corrido a lo largo de toda la viga, que no sea menor al acero mínimo calculado líneas arriba. Se optó por usar acero corrido de $4\phi 3/4''$. Esto corresponde a un área de acero de 11.36 cm^2 .
 Para el momento obtenido del SAFE, se tiene un área de acero $A_s = 11.22 \text{ cm}^2$.
 Los $4\phi 3/4''$ corridos son suficientes para tomar el momento.

Diseño por corte:

De los resultados del SAFE obtenemos el siguiente diagrama de fuerza cortante:

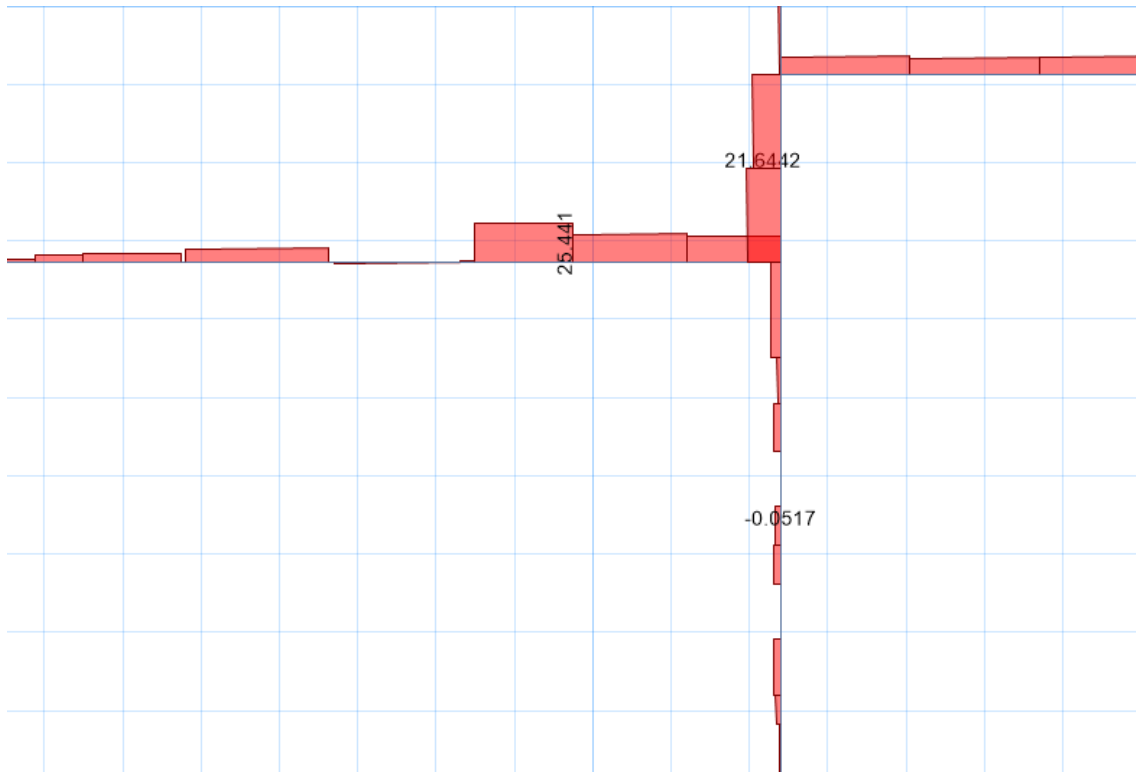


Figura 6.7C Diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación

Para el diseño por cortante se considera tanto el aporte de los estribos como el del concreto. La fuerza cortante última se toma a una distancia “d” medida desde la cara de apoyo de la viga.

Según la Norma E.060, el aporte del concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 143 = 28 \text{ ton}$$

V_u (a “d” de la cara) = 21.6 ton.

Como era de esperarse, la fuerza cortante es mínima para la sección considerada.

Se otorgará una distribución de estribos mínima con un diámetro de 3/8”. En el Artículo 21.4.4.4 de la Norma E.060 se dice que deberá confinarse por sismo usando estribos hasta una distancia de 2 veces el peralte de la viga con un espaciamiento que no exceda de:

- $d/4 = 35 \text{ cm}$
- $10 d_b = 10 \times 1.905 = 19 \text{ cm}$
- $24 d_e = 24 \times 0.953 = 23 \text{ cm}$
- 30 cm

Para la viga analizada se tiene que es necesario confinar hasta una distancia de 300 cm medidos desde la cara de la columna con un espaciamiento máximo de 20cm, esto es: 1@0.05, 15@0.20, Rto.@0.35m

Debido al gran peralte de la viga, se le otorga adicionalmente un refuerzo distribuido con una cuantía de 0.0020. Esto nos da un acero de $\phi 3/8'' @ .20$ m distribuido en dos capas.

Finalmente, se muestra un corte de la viga en donde se aprecia su geometría y refuerzos.

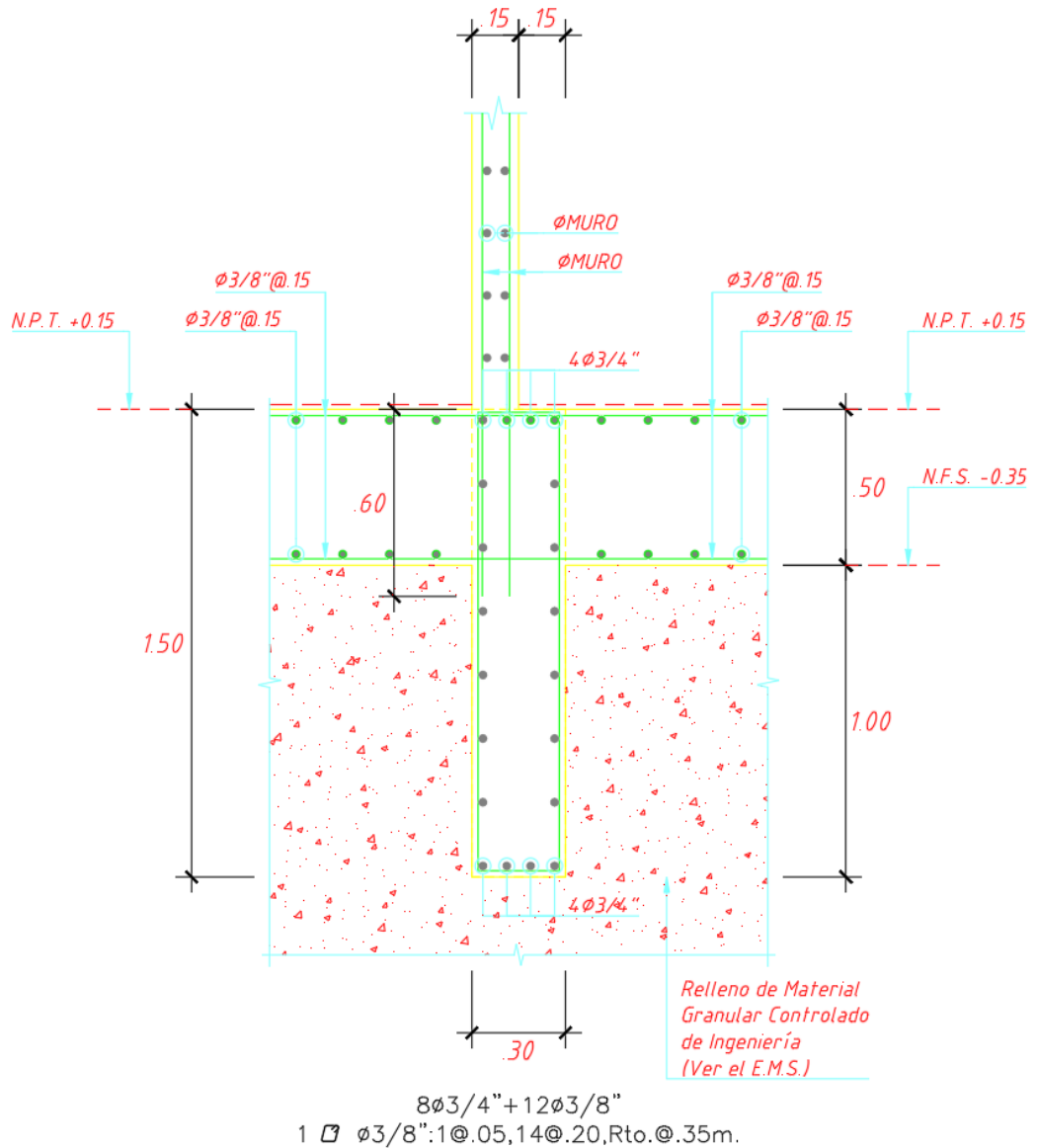


Figura 6.8C Diseño final de la viga de cimentación

Diseño del Pit del ascensor:

Del estudio de suelos obtenemos el peso específico del suelo, $\gamma = 2 \text{ ton} / \text{m}^3$ y el coeficiente activo del empuje del suelo, $k_a = 0.33$.

La profundidad de los muros del Pit es de 1.30 m.

Se realiza un modelamiento en SAP considerando al muro como una viga simplemente apoyada de 1m de ancho efectivo. Asimismo, el empuje del suelo se considera como una fuerza distribuida triangular, en donde la presión en la base del muro se calcula a través de la expresión: $Ea = \gamma \times ka \times h = 2 \times 0.33 \times 1.30 \times 1 = 0.86 \text{ ton/m}$

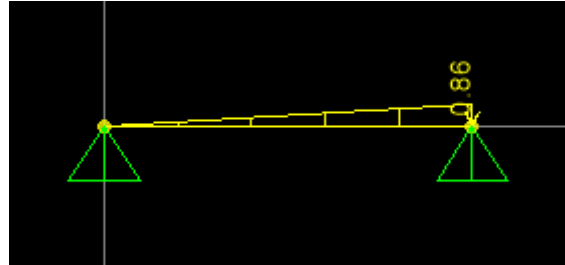


Figura 6.9C Distribución de presión del suelo

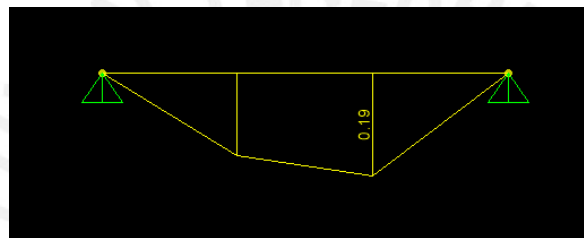


Figura 6.1D Diagrama de momento flector del PIT del ascensor

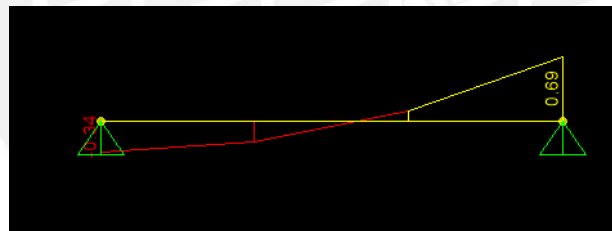


Figura 6.2D Diagrama de fuerza cortante del PIT del ascensor

Diseño por flexión:

Del DMF obtenemos el momento último de 0.19 ton.m. Considerando un recubrimiento de 4.5 cm, se calcula un acero $A_s = 0.48 \text{ cm}^2$.

La cuantía mínima para una sección de $b = 100 \text{ cm}$ y $t = 15 \text{ cm}$ es:

- Cuantía horizontal y vertical: $\rho = 0.0020$
 $A_{s \text{ min}} = 0.0020 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$
 En refuerzo se distribuirá en dos capas de $\phi 8\text{mm} @ .30$ horizontal y vertical c/una.

Se observa que la distribución de acero mínimo cumple con lo requerido por la presión del suelo.

Diseño por cortante:

La resistencia al corte está dada por la expresión: $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 10.5 = 6.85 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$.

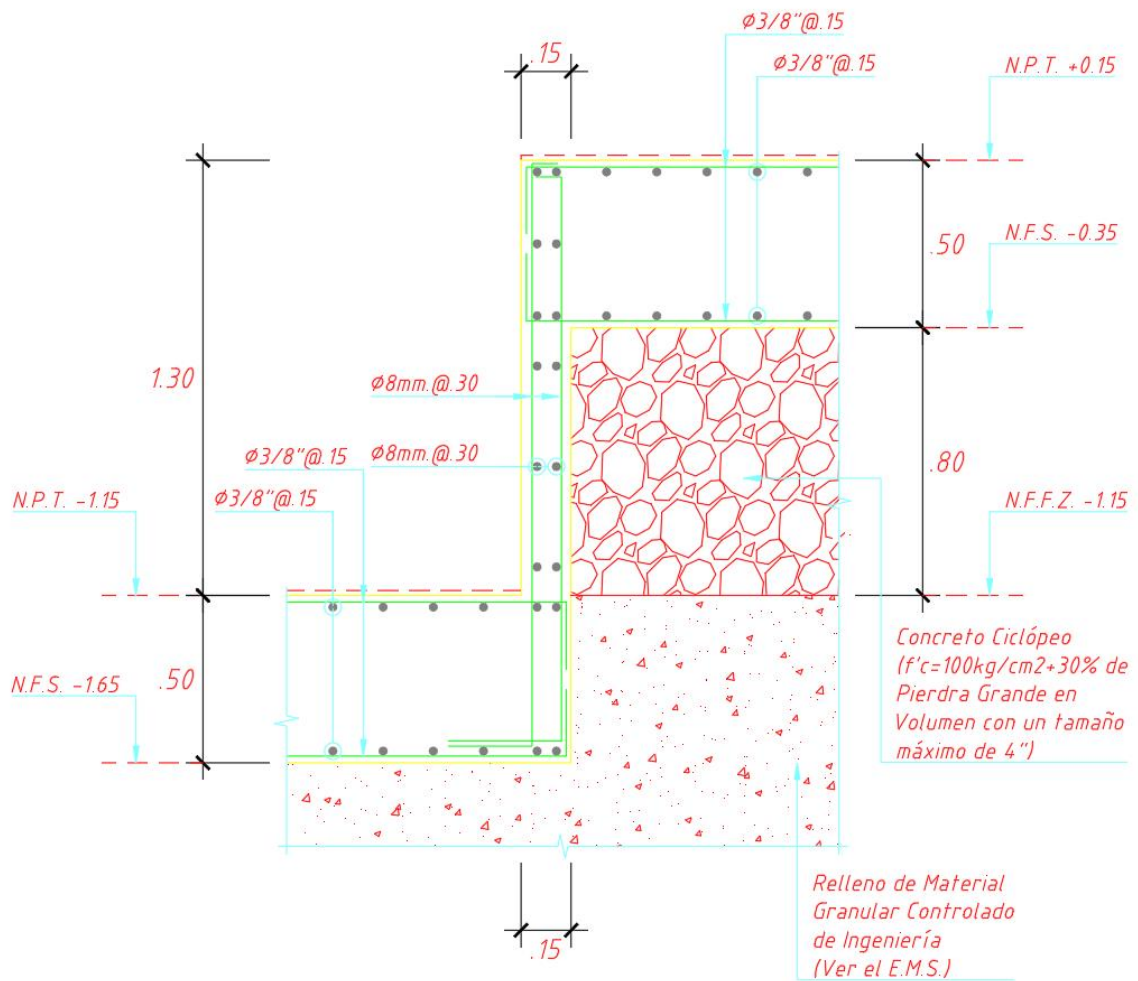


Figura 6.3D Distribución de refuerzo en muro del PIT del ascensor

6.5. DISEÑO DE ESCALERA:

Del metrado de la escalera se obtuvieron las siguientes cargas:

$$WCM = 0.69 \text{ ton/m}^2$$

$$WCV = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

Se calculan las cargas últimas amplificando las cargas de servicio. Para un metro de ancho tenemos:

- Para los tramos inclinados:
 $Wu = 1.4CM + 1.7CV = 1.4 \times 0.69 + 1.7 \times 0.20 = 1.31 \text{ ton/m}$
- En el descanso:
 $CM = 0.15 \times 2.4 + 0.05 = 0.41 \text{ ton/m}$
 $CV = 0.20 \text{ ton/m}$
 $Wu = 1.4 \times 0.41 + 1.7 \times 0.20 = 0.91 \text{ ton/m}$

6.5.1. Diseño por cortante:

Se busca verificar que la resistencia ϕVc sea mayor que las solicitaciones del cortante último (Vu).

Considerando un ancho $b = 100 \text{ cm}$ y un recubrimiento de 3 cm , para lo cual se tiene un peralte efectivo de 12 cm ; se calcula:

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7.83 \text{ ton}$$

A continuación, se muestran los DFC de los tramos inclinados y rectos obtenidos a través del SAP.

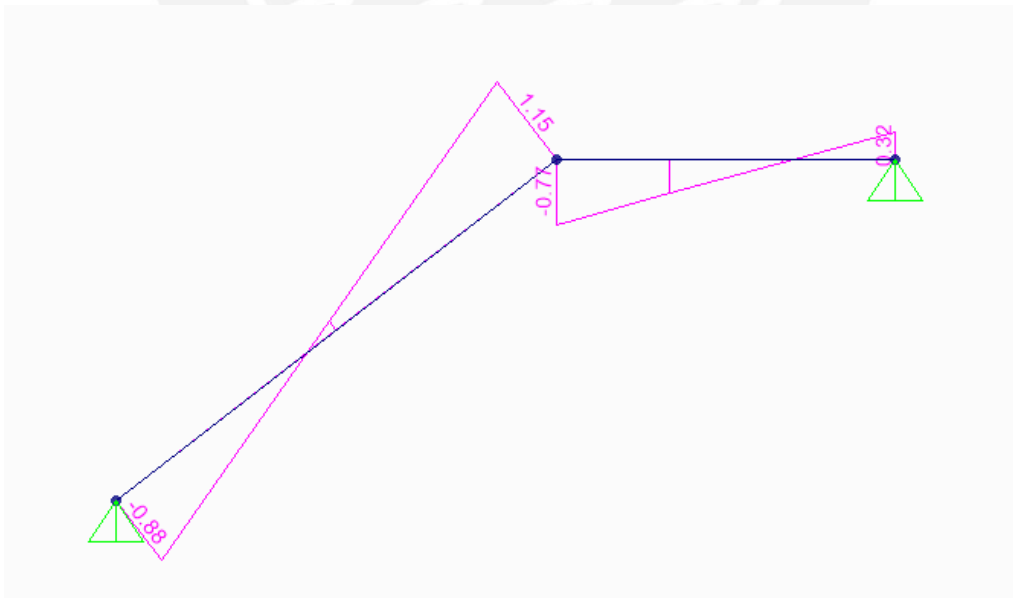


Figura 6.4D Diagrama de fuerza cortante de la escalera del tramo 1

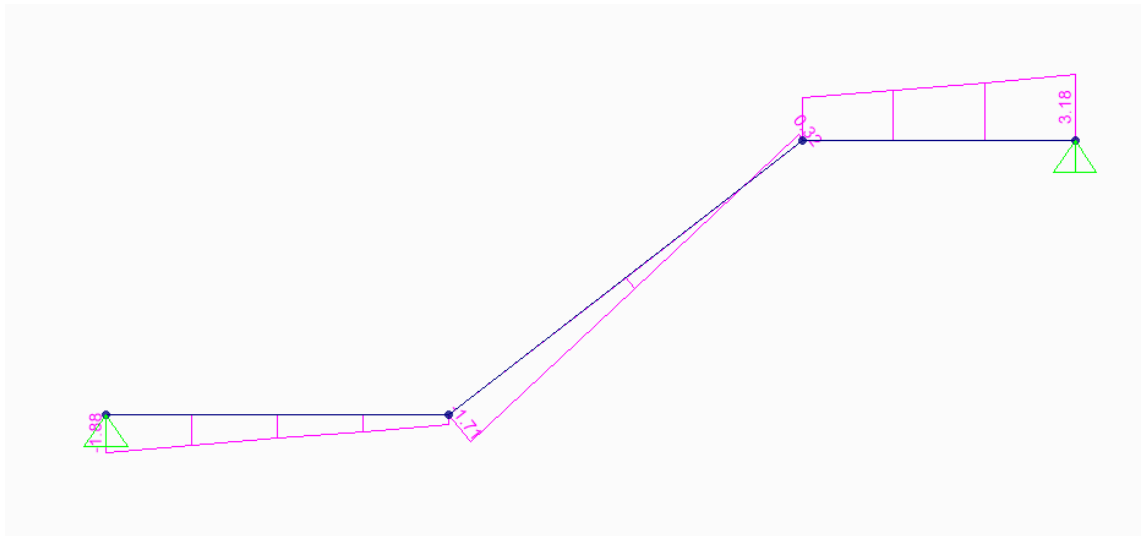


Figura 6.5D Diagrama de fuerza cortante de la escalera del tramo 2

Se observa que la resistencia al corte ϕV_c es ampliamente mayor a las solicitaciones producidas por las cargas de gravedad.

Entonces se opta por colocar el acero mínimo requerido según la Norma.

6.5.2. Diseño por flexión:

A continuación, se muestra el DMF obtenido del SAP.

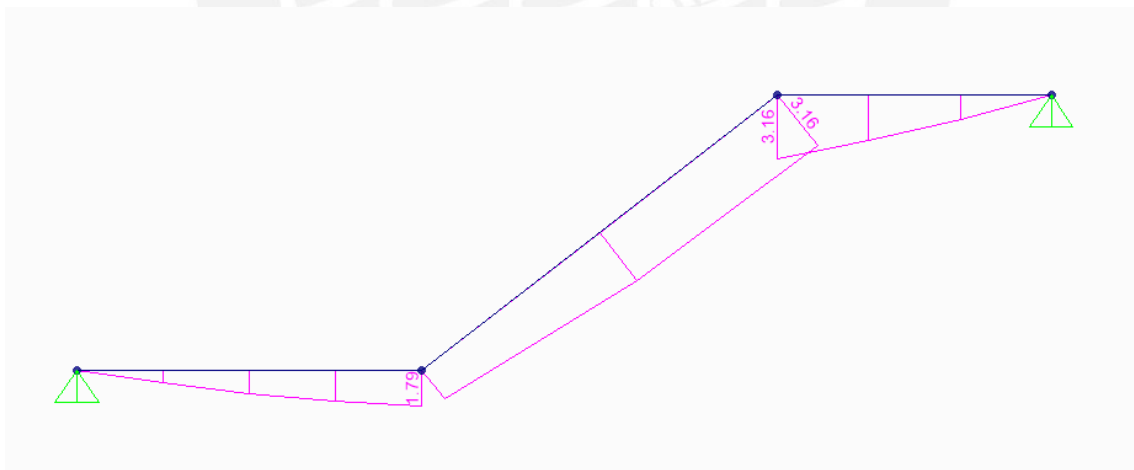


Figura 6.6D Diagrama de momento flector de la escalera del tramo 2

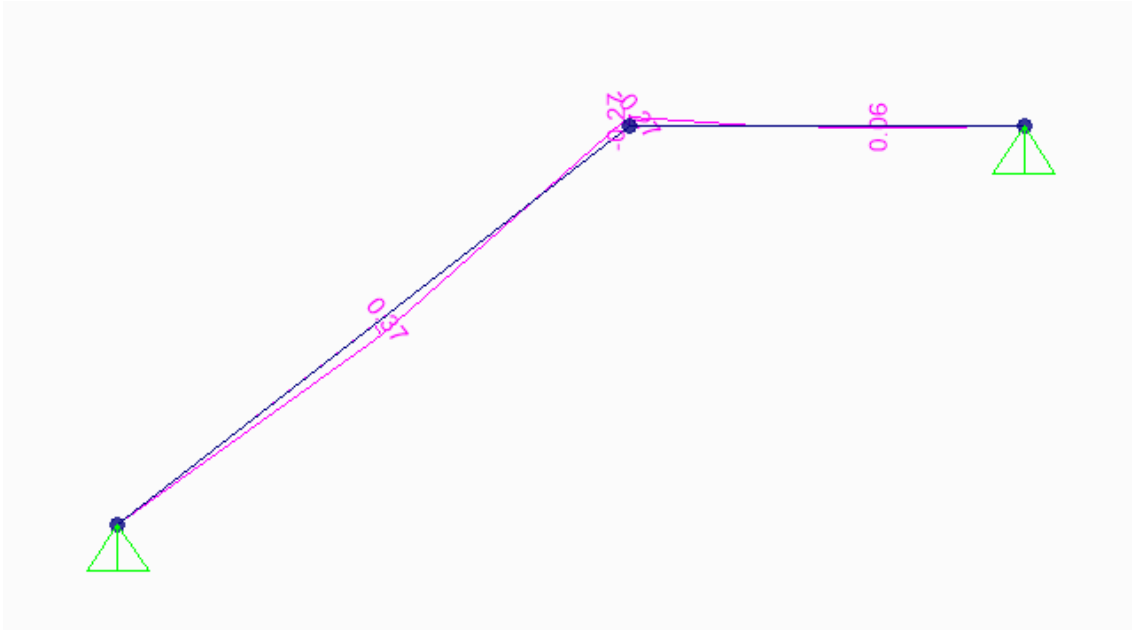


Figura 6.7D Diagrama de momento flector de la escalera del tramo 1

Se calcula el acero correspondiente al mayor momento flector en cada tramo:

- Para el tramo del 1er. Piso: $M = 0.37 \text{ ton.m}$
A este valor le corresponde un área de acero $A_s = 0.82 \text{ cm}^2$.
- Para el tramo de los pisos típicos: $M = 3.16 \text{ ton.m}$
A este valor le corresponde un área de acero $A_s = 7.52 \text{ cm}^2$.

Por otro lado, el fierro mínimo por temperatura es $A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$.

Se considera para el diseño $7.52 \text{ cm}^2/\text{m}$. Entonces, se utilizan varillas de $1/2'' @ .175\text{m}$.

Para el acero mínimo se utiliza una distribución de $3/8'' @ .25\text{m}$.

A continuación, se muestra un esquema de la distribución de refuerzo en el tramo de los pisos típicos de la escalera.

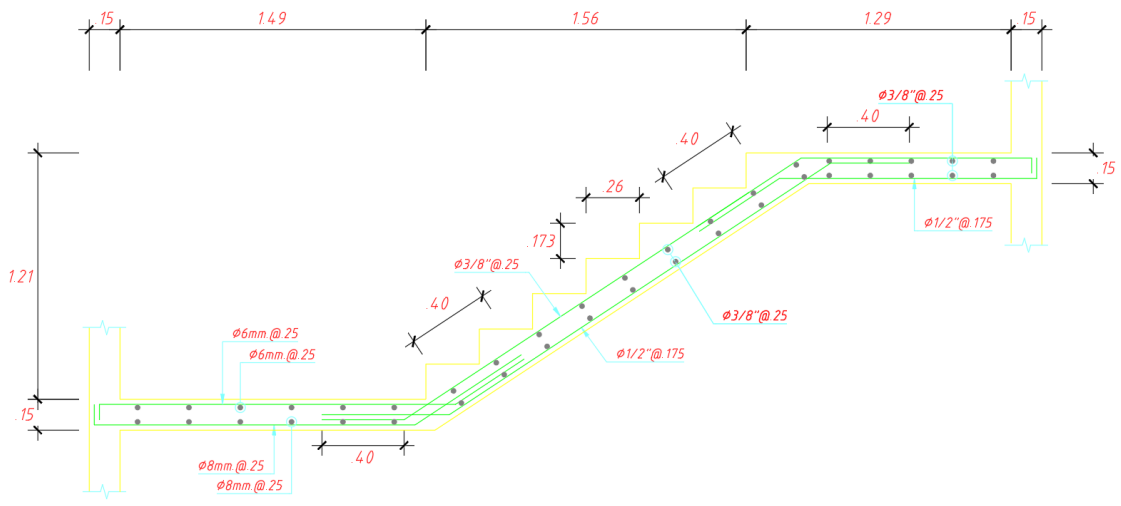


Figura 6.8D Desarrollo final de la escalera



CAPÍTULO 7: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- El edificio no puede ser considerado con un sistema estructural de Muros de Ductilidad Limitada (MDL) debido a que cuenta con más de 8 pisos. Es por este motivo que el espesor mínimo en los muros es de 15 cm. Entonces, fue necesario confinar los extremos.
- Se cuenta con una gran densidad de muros en ambas direcciones. Estos son los encargados de tomar las solicitaciones de cargas. No es necesario el uso de pórticos con vigas peraltadas.
- Las luces de los paños comunes son de dimensiones reducidas, por lo cual el predimensionamiento de 10 cm satisface los requerimientos de cargas de gravedad. El paño de mayor dimensión se encuentra en la zona del pasadizo. Este requirió un peralte de 15 cm. Además, para la escalera se determinó mediante cálculos un espesor de garganta de 10 cm; sin embargo, se optó por diseñar con un espesor de 15 cm para evitar problemas en el vaciado y vibrado de concreto. Finalmente, las losas de los baños tienen un peralte de 20 cm debido únicamente a la red de tuberías que albergan.
- La densidad de muros en ambas direcciones de análisis satisface lo solicitado según el predimensionamiento.
- La platea tiene un peralte de 50 cm de espesor, el cual garantiza que los esfuerzos actuantes no superen la capacidad admisible del terreno.
- El edificio no cuenta con irregularidades en altura; sin embargo, tiene irregularidad en planta por esquinas entrantes.
- El edificio tiene una adecuada rigidez lateral. Esto se comprueba con los resultados de las derivas en ambas direcciones, las cuales no exceden el 7 ‰ permisible. En la dirección X-X se tiene una deriva de 6 ‰, mientras que en la dirección Y-Y se tienen una deriva de 5.03 ‰.
- Se amplificaron las cargas sísmicas obtenidas del análisis sísmico según los requerimientos de la Norma Sismorresistente E.030. al ser una estructura irregular, se establece que la fuerza cortante en la base debe ser los lo menos el 90% de la calculada en el análisis estático. Para la dirección X-X y la dirección Y-Y se tienen factores de 1.51 y 1.30, respectivamente.
- En el diseño de la losa maciza se optó por utilizar la cuantía mínima como malla corrida y se adicionaron bastones donde se requería. Este tipo de armado contribuye mucho al ahorro de acero.
- En el muro que se diseñó como ejemplo, el cual es el que presentó mayores solicitaciones sísmicas, se observa que la cuantía mínima es la que gobierna el diseño. Por lo tanto, se concluye que en el diseño de muros se tendrán cuantías mínimas tanto en la malla horizontal como en la vertical.
- Se verificó el confinamiento en los extremos del muro. Se concluye que los muros asimétricos y con mayor carga axial requieren mayor longitud de confinamiento.
- En general, el diámetro mayor de acero utilizado es de 5/8". Esto se debe al tipo de sistema estructural que se tiene. En edificios estructurados con pórticos y placas, generalmente se requieren mayores diámetros en los refuerzos. Se verifica así el ahorro en kilaje de acero que genera un sistema estructural de muros de concreto armado en su totalidad.

- El peralte de la platea satisface las presiones del suelo. Esto se verificó con las ecuaciones de Meyerhoff.
- Las consideraciones de la Norma E.060 en cuanto al peralte de las vigas de cimentación son muy conservadoras. El refuerzo que se requiere en dichas vigas es el mínimo debido a la gran sección que tiene.



BIBLIOGRAFÍA

BLANCO BLASCO, ANTONIO, Estructuración y diseño de edificios de concreto armado. Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 2da edición. Lima, 19961997

Demecanica. (2006). Módulo de Balasto. Recuperado el 16 de julio de 2016, de http://www.demecanica.com/Geotecnia/geotecnia.htm#Modulo_de_Balasto

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 - Cargas. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2006.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 - Diseño Sismorresistente. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2016.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 - Concreto Armado. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2009.

OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO, Diseño en Concreto Armado. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima 2014.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (2016), SENCICO.

GRANADOS SAENZ, R. Y LOPEZ WONG, J. (2012). DISEÑO DE UN EDIFICIO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE CINCO NIVELES. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ,2012

VARGAS VILLEGAS, RAÚL KENSEL (2016). DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIVIENDAS DE MUROS DELGAOS DE CONCRETO ARMADO. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ, 2016

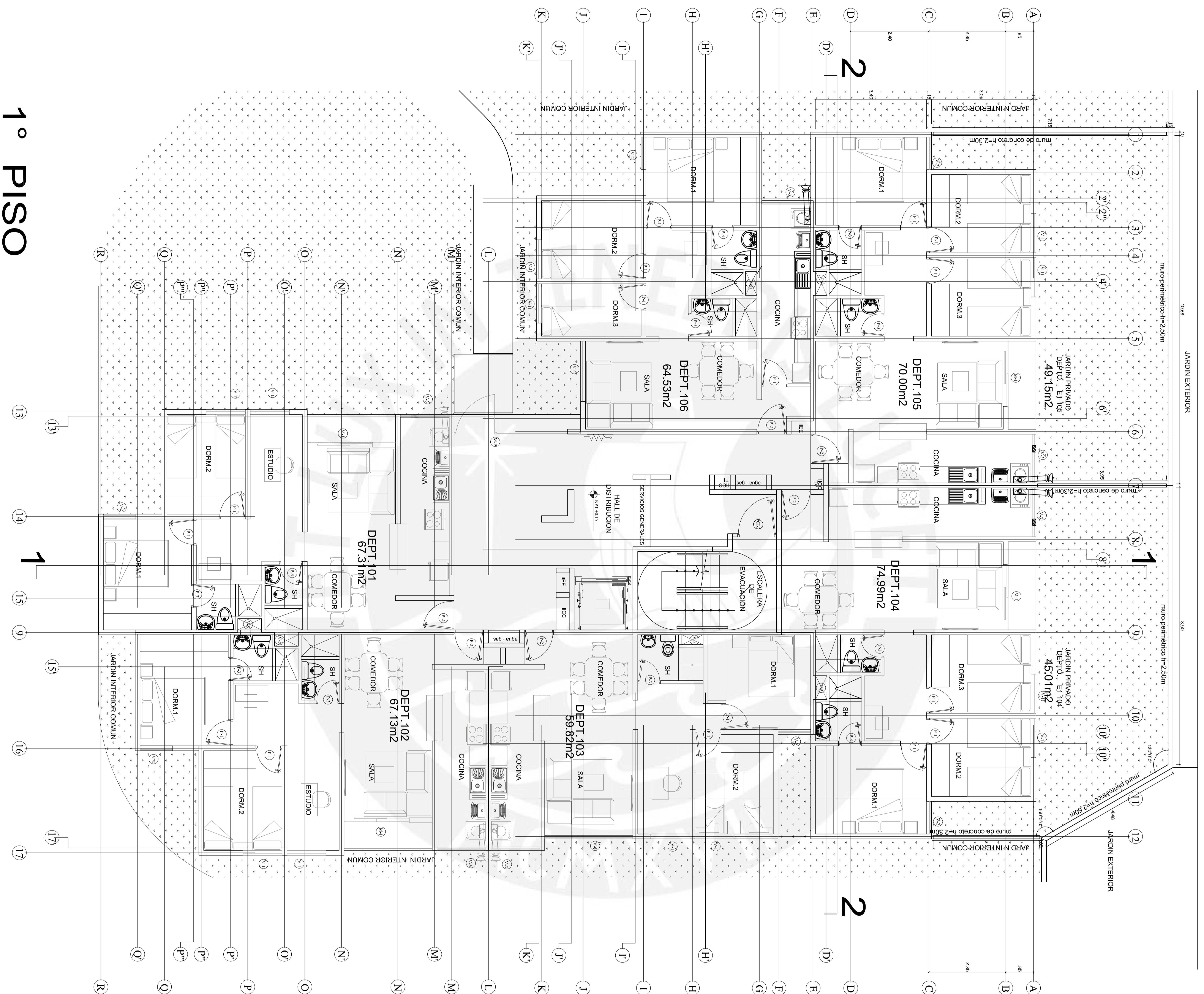
ANEXOS

1. PLANOS DE ARQUITECTURA

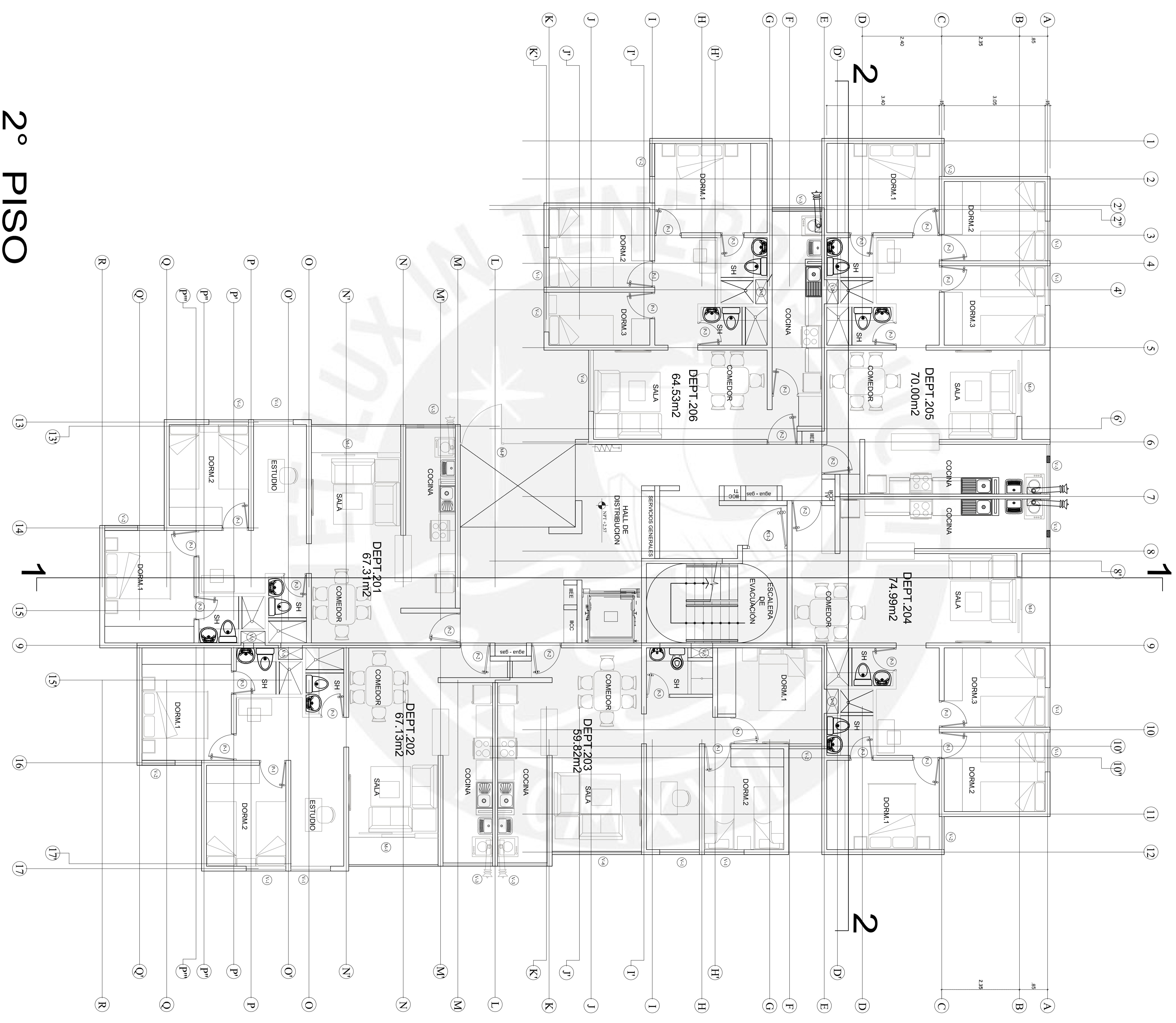
- A-01 PLANTA DEL 1ER. PISO ARQUITECTURA
- A-02 PLANTA DEL 2DO. PISO ARQUITECTURA
- A-03 PLANTA TÍPICA DEL 3ER. AL 11ER. PISO ARQUITECTURA
- A-04 PLANTA DE TECHOS ARQUITECTURA
- A-05 CORTE DE ARQUITECTURA 1-1
- A-06 CORTE DE ARQUITECTURA 2-2
- A-07 ELEVACIÓN FRONTAL
- A-08 ELEVACIÓN POSTERIOR
- A-09 ELEVACIÓN DERECHA
- A-10 ELEVACIÓN IZQUIERDA

2. PLANOS DE ESTRUCTURAS

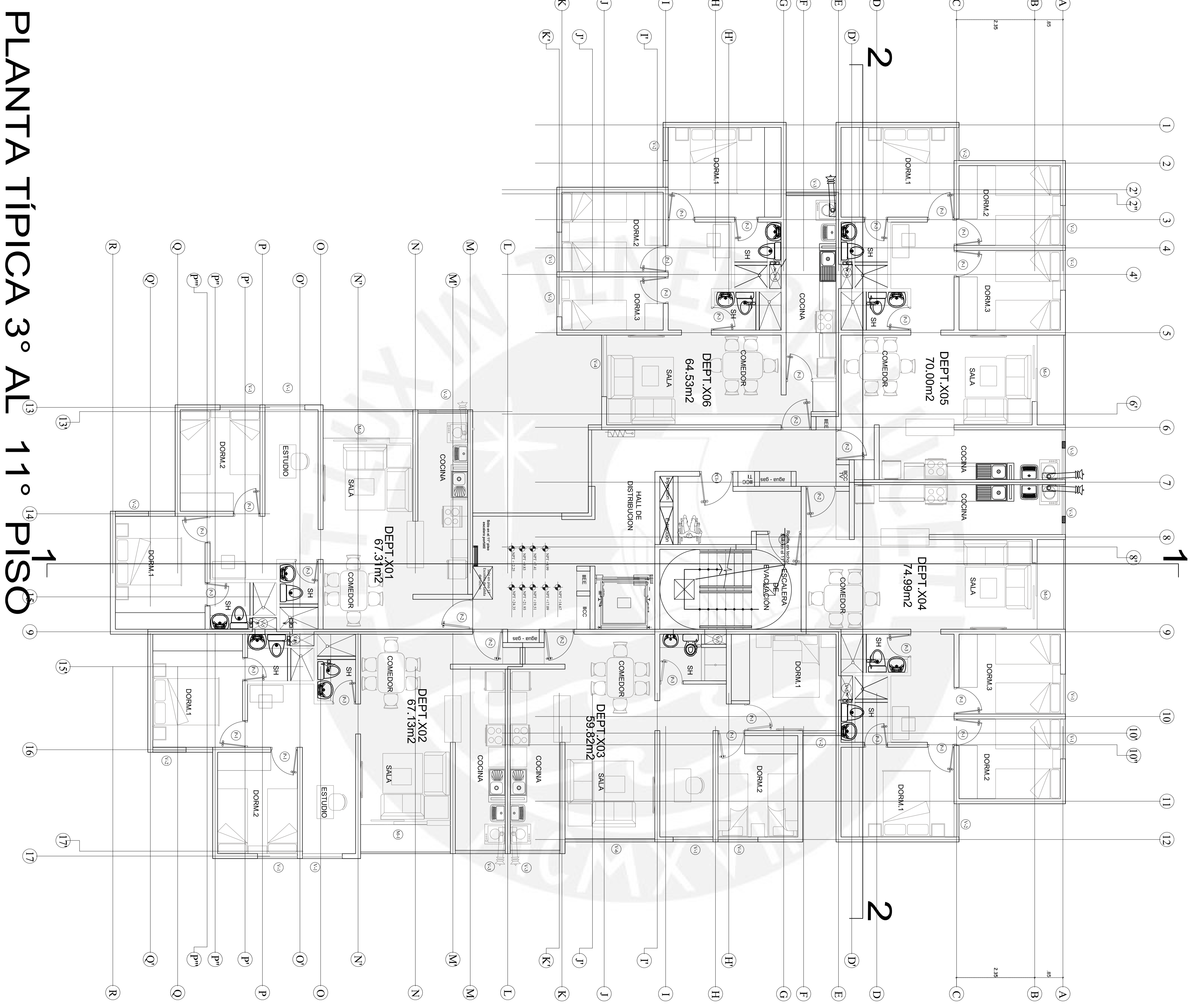
- E-01 PLATEA DE CIMENTACIÓN / ESPECIFICACIONES GENERALES
- E-02 CORTES DE CIMENTACIÓN / DETALLES PARA PLATEAS
- E-03 CUADRO DE TIPOS / CUADRO DE MUROS / DETALLES TÍPICOS DE MUROS
- E-04 CUADRO DE DETALLES
- E-05 ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER. PISO / DETALLES DE LOSAS Y PARAPETOS
- E-06 ENCOFRADO DE TECHO PARA 2DO. AL 10MO. PISO
- E-07 ENCOFRADO DE TECHO AZOTEA Y CTO. DE MÁQUINAS / ESCALERAS



1º PISO

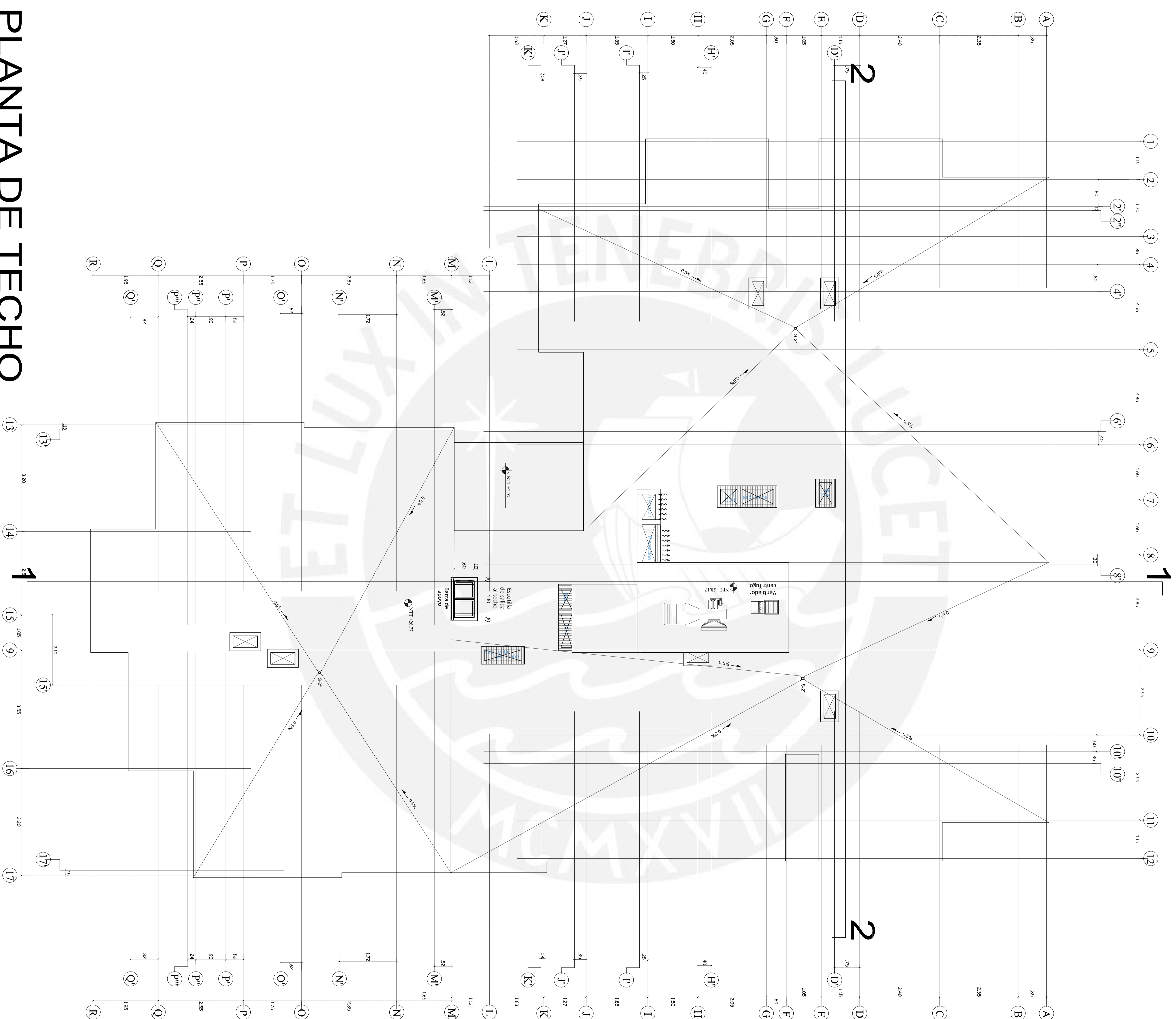


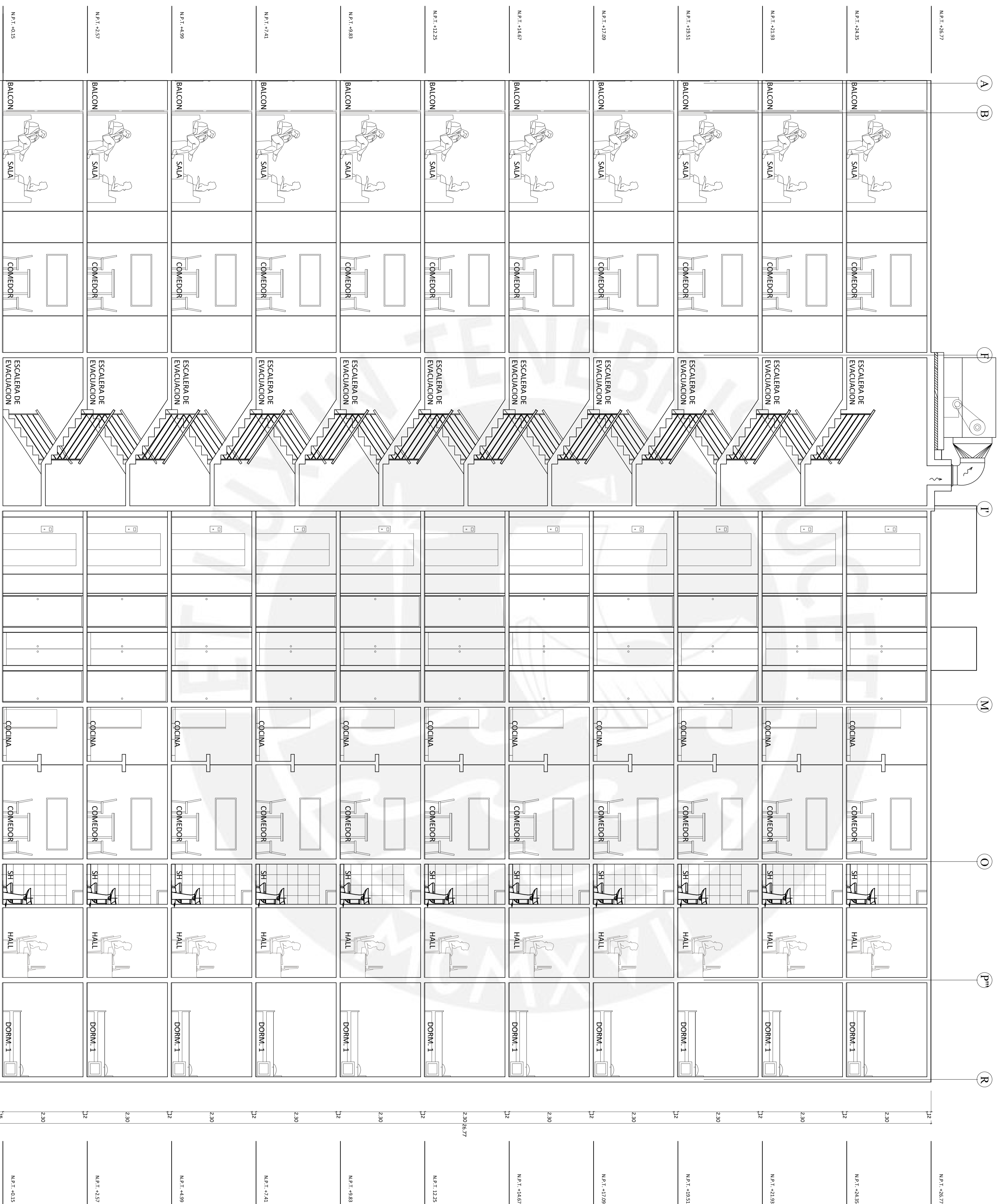
2° PISO



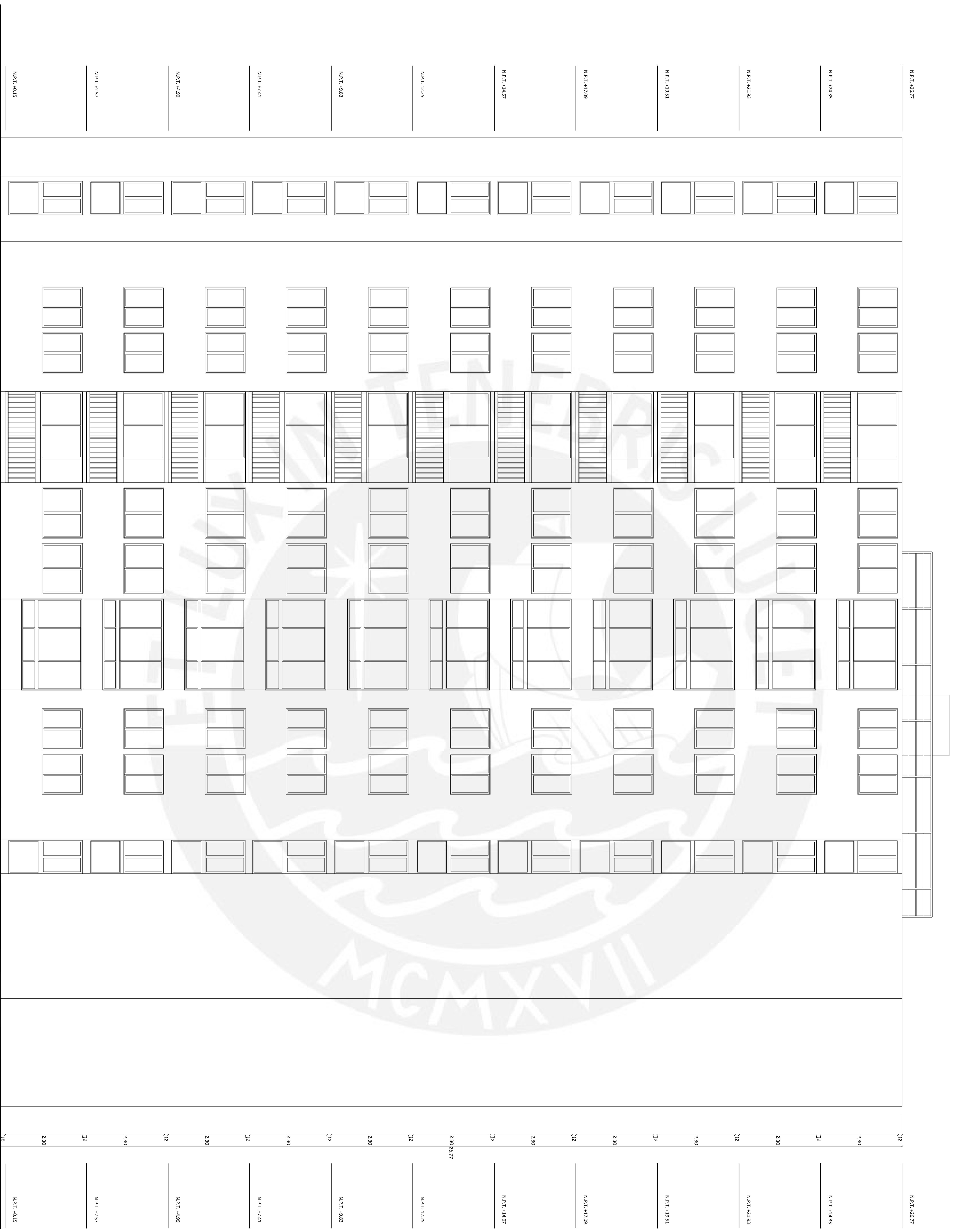
PLANTA TÍPICA 3° AL 11° PISO

PLANTA DE TECHO

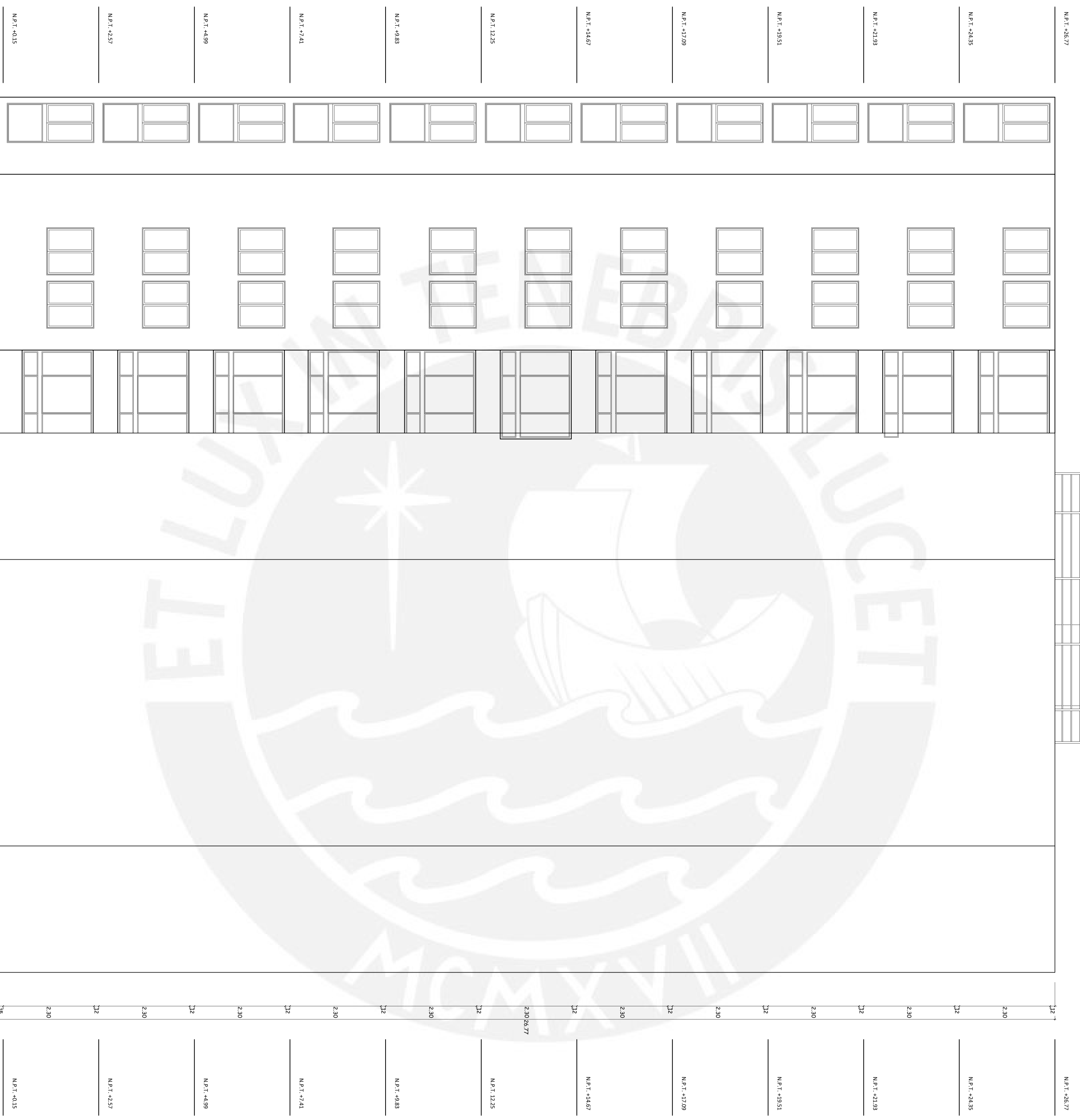




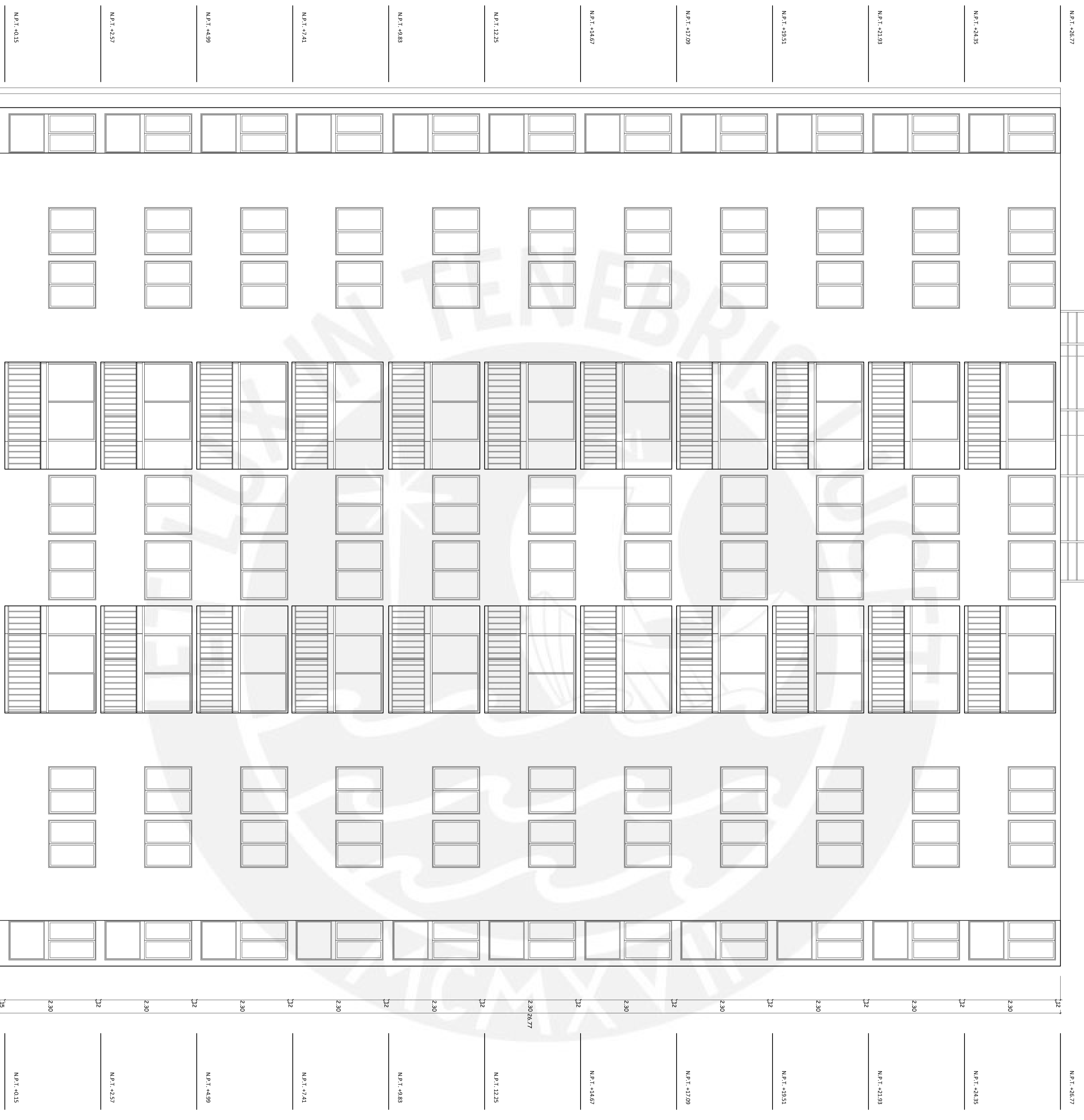
CORTE 1-1



ELEVACION POSTERIOR



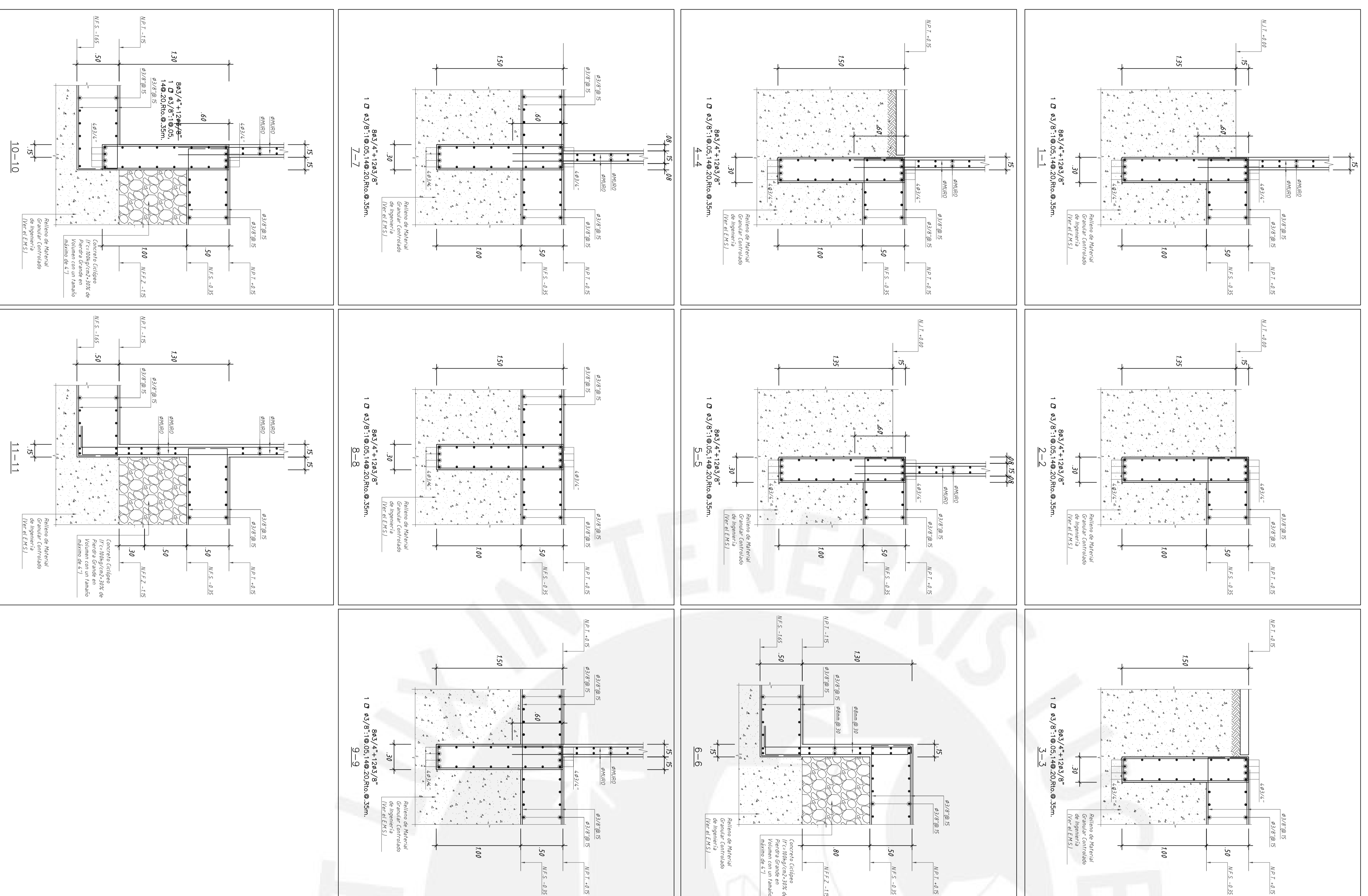
ELEVACION DERECHA



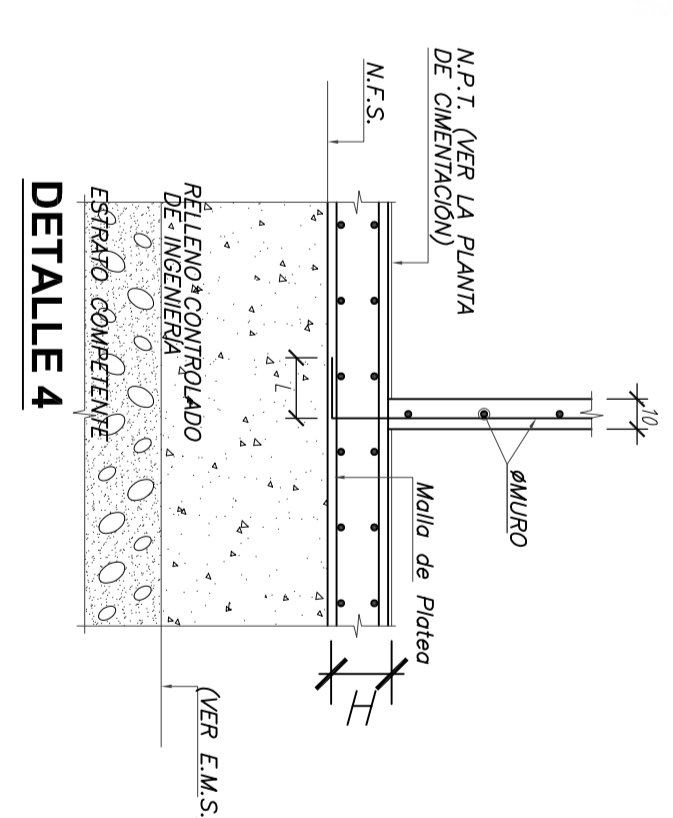
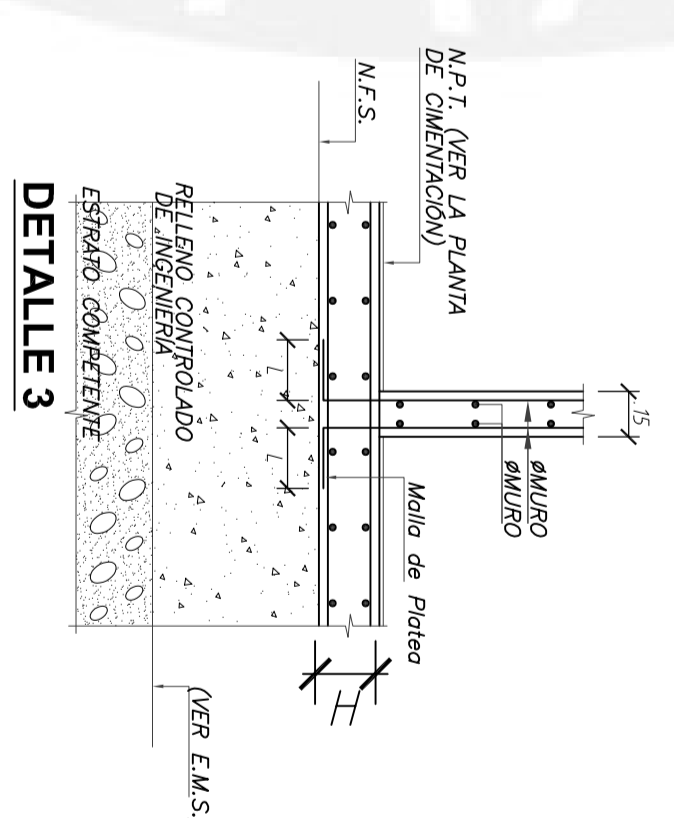
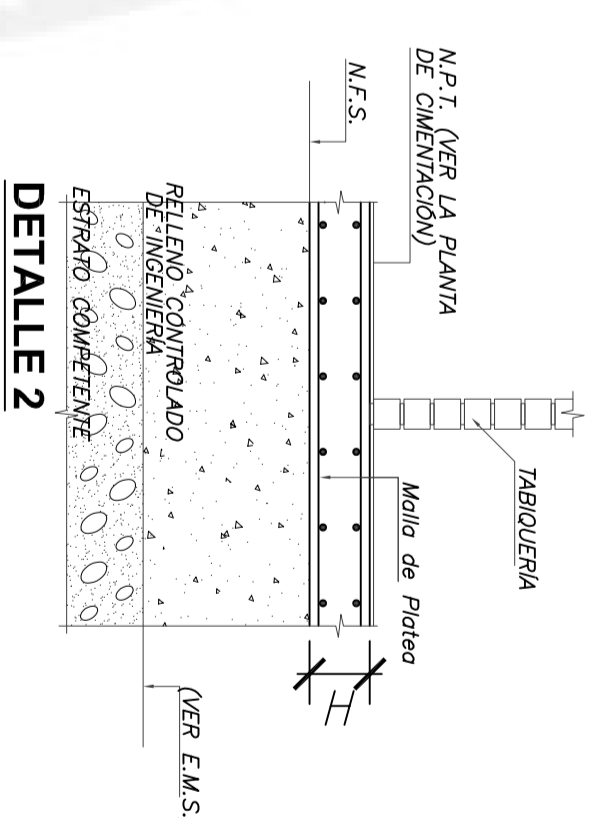
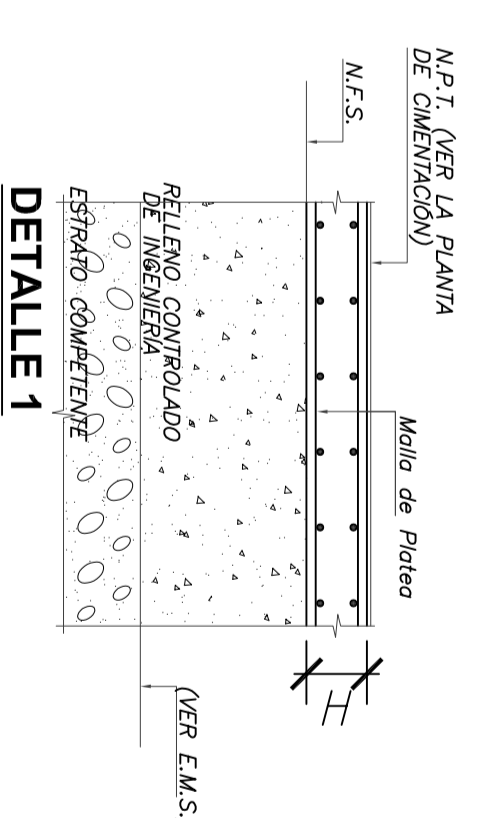
ELEVACION IZQUIERDA

INGENIERO
JOSE CARLOS BALAZAN WONG
 PROYECTO
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE VIVIENDAS DE III CONJUNTO ABARRADO
 PLANO
 ELEVACION IZQUIERDA
 LAMA

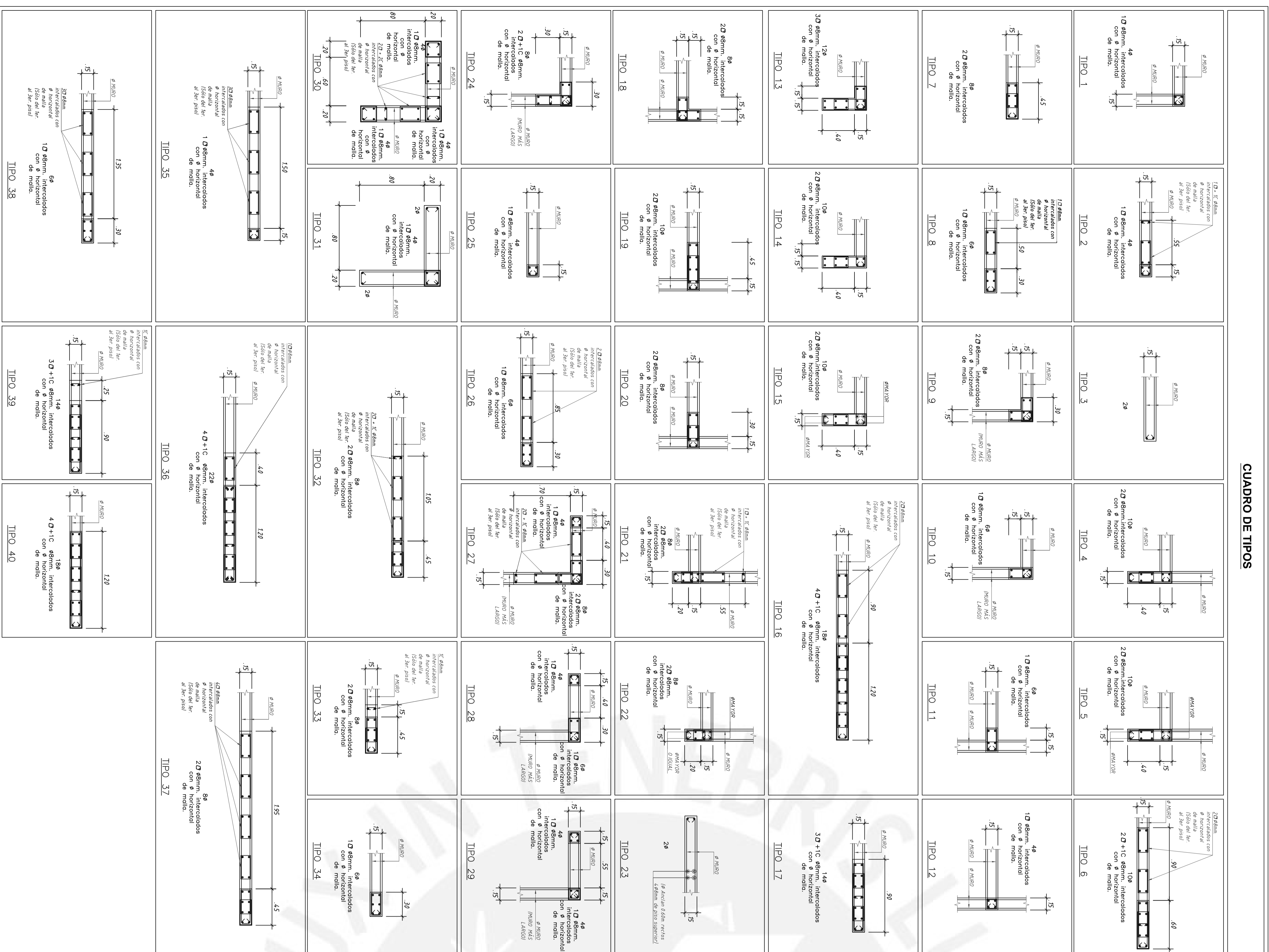
CORTES DE CIMENTACION



DETALLES TÍPICOS PARA LAS PLATEAS DE CIMENTACION



ES	(cm)
3/8"	15
5/8"	20
3/4"	25

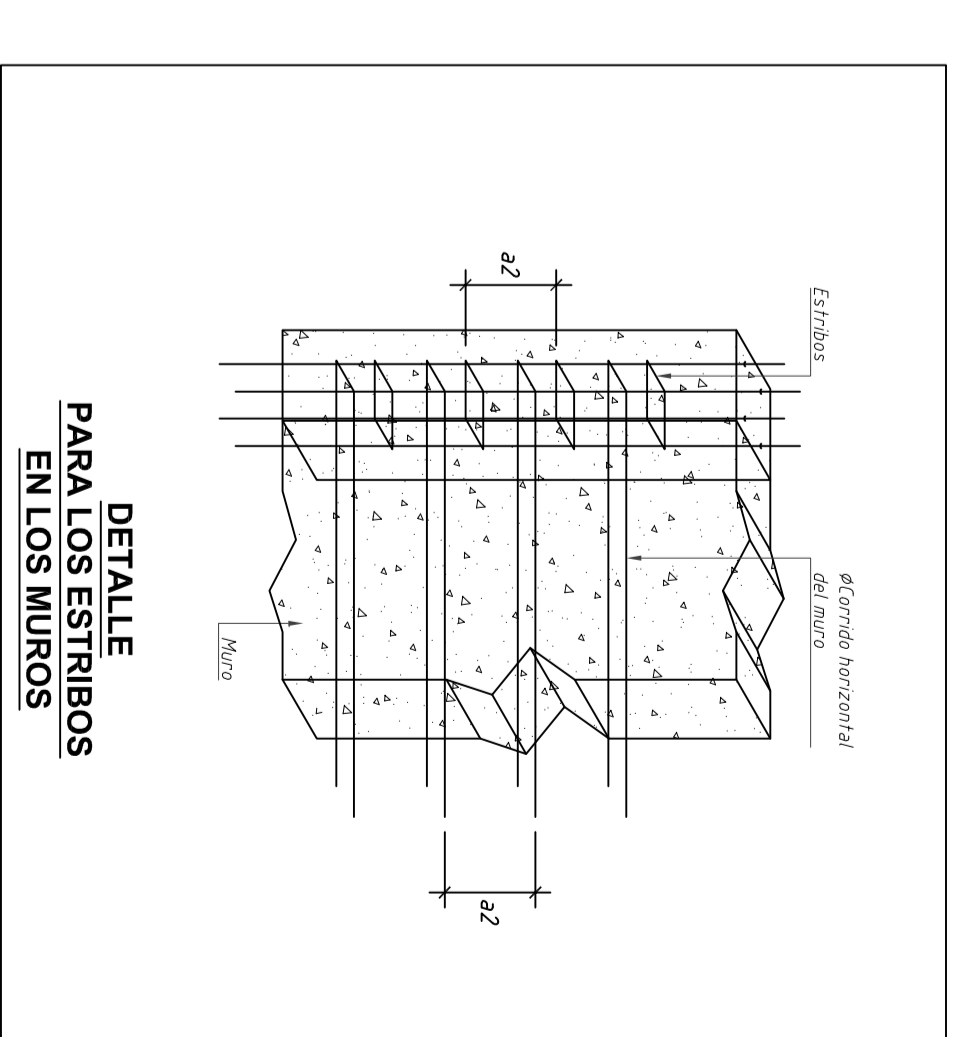


CUADRO DE TIPOS

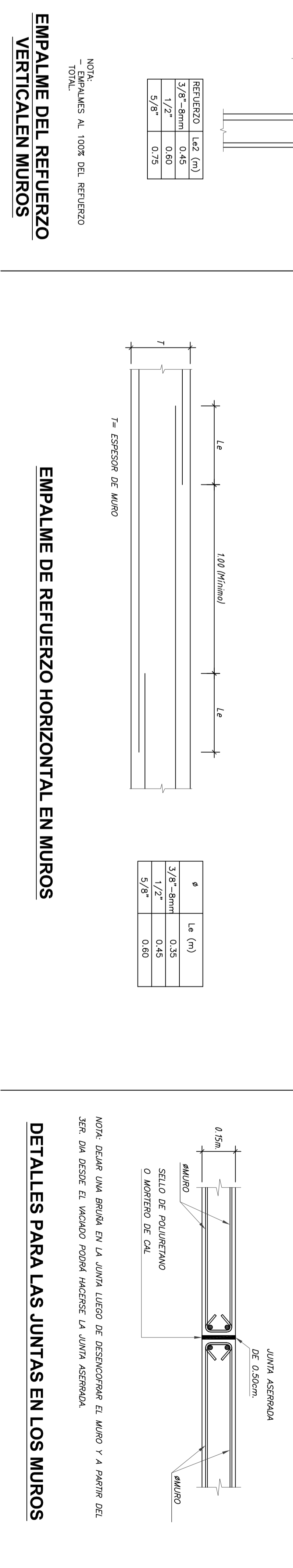
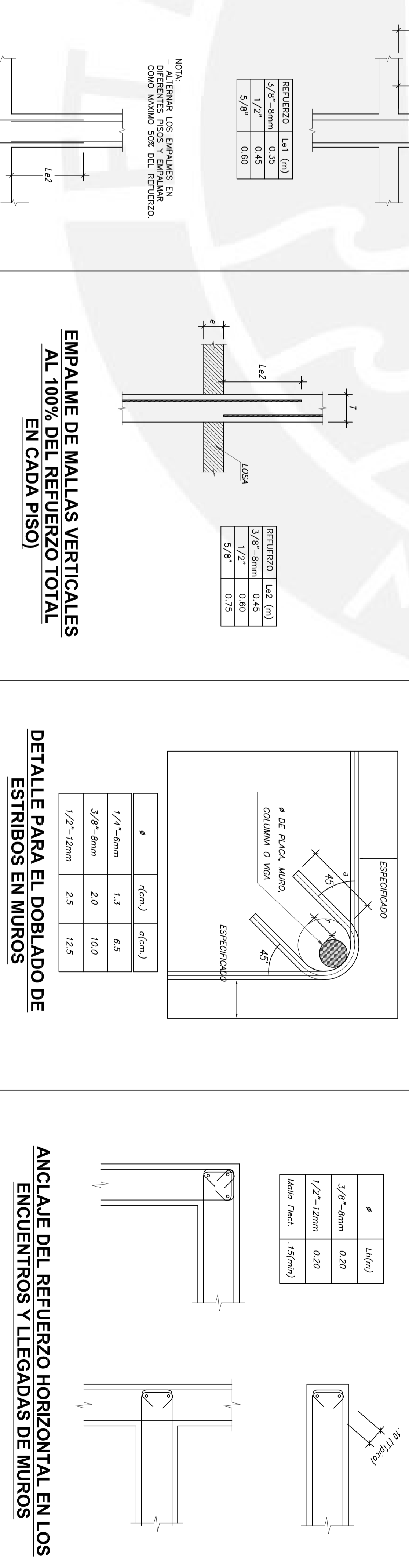
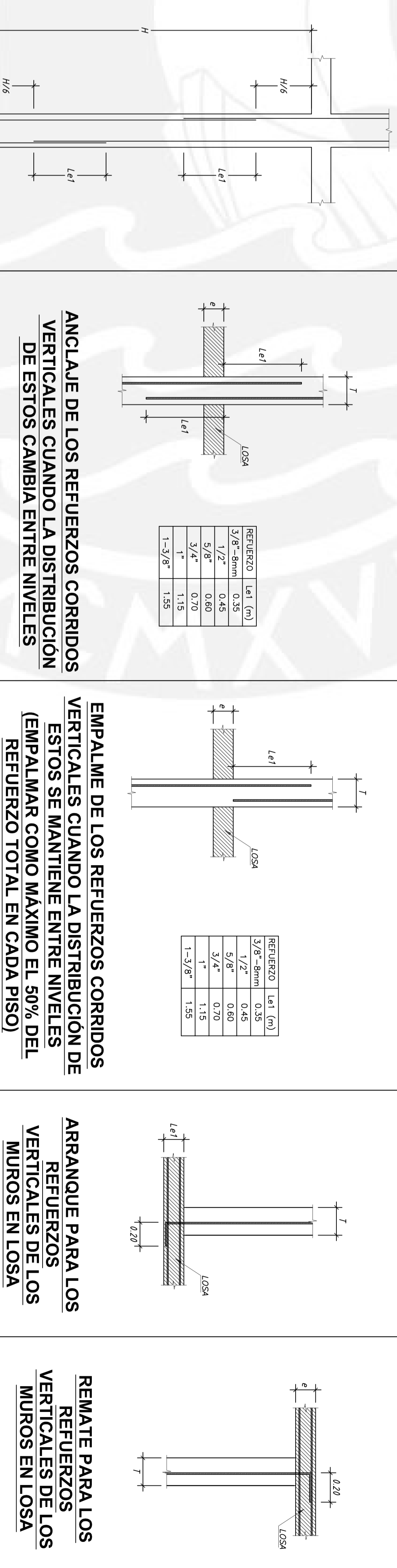
MURO	M1	M2	M3	M4	M5	M6
PISO	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)
1er. al 3er. Piso	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)
4to. y 5to. Piso	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)
6to. y 7mo. Piso	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)
8vo. y 9no. Piso	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	100% DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)
10mo. Piso	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)
11er. Piso	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)
Cto. de Máquinas	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)	MALLA DOBLE Rein. 20 Horz. Rein. 25 Vert. (f'c=210kg/cm ²)

CUADRO DE MUROS

NOTA: 1.- Cuando hay cambio con respecto a la cantidad de barras entre niveles en el refuerzo considerado en los alzados y secciones de muros, las barras que no continúan deben estar en el piso inferior al nivel de cambio. Asimismo, según las dimensiones indicadas en el detalle de losas, los refuerzos que se empalman en los muros deben ser correspondientes a la cantidad de mayor alfilerado entre

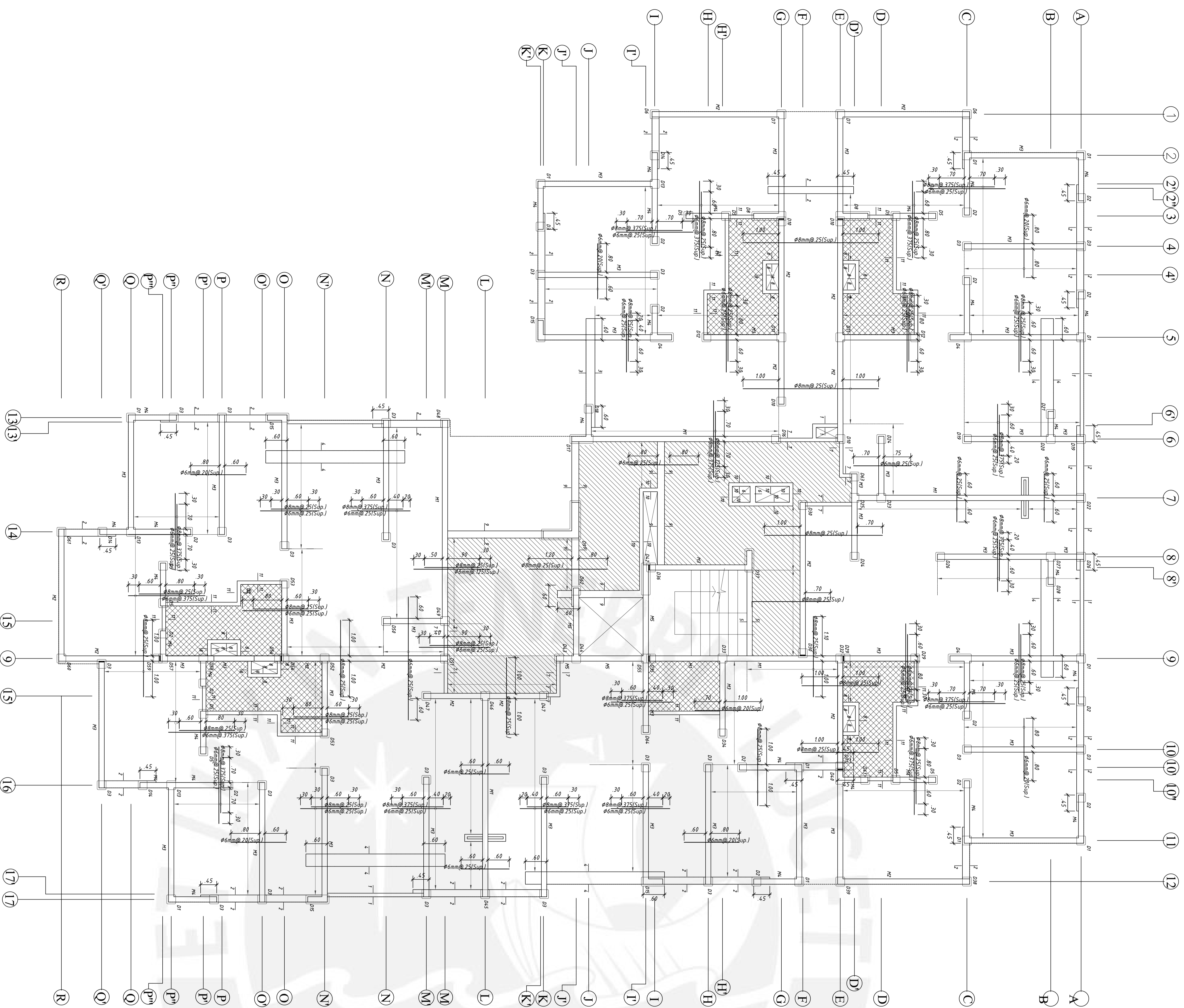


DETALLES TÍPICOS DE MUROS



CUADRO DE DETALLES							
PISO	1er. al 3er. Piso	4to. y 5to. Piso	6to. y 7mo. Piso	8vo. y 9no. Piso	10mo. Piso	11er. Piso	CTO. DE MAQUINAS
D1	866/8" (TPO 9)	666/8" (TPO 10)	441/2mm (TPO 1)	441/2mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	—
D2	445/8" (TPO 2)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	288mm (TPO 3)	—
D3	666/8" (TPO 9)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D4	1046/8" (TPO 4)	666/8" + 441/2mm (TPO 3)	1041/2mm (TPO 4)	661/2mm + 448mm (TPO 5)	1048mm (TPO 4)	1048mm (TPO 4)	—
D5	445/8" (TPO 2)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	288mm (TPO 3)	—
D6	1056/8" (TPO 2)	866/8" (TPO 1)	666/8" (TPO 9)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D7	866/8" (TPO 9)	866/8" (TPO 9)	666/8" (TPO 10)	441/2mm (TPO 1)	441/2mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	—
D8	1245/8" (TPO 2)	1046/8" (TPO 2)	866/8" (TPO 2)	861/2mm (TPO 2)	868mm (TPO 2)	868mm (TPO 2)	—
D9	1246/8" (TPO 2)	1246/8" (TPO 2)	1241/2mm (TPO 2)	1241/2mm (TPO 2)	1248mm (TPO 2)	1248mm (TPO 2)	—
D10	866/8" (TPO 2)	666/8" (TPO 9)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D11	666/8" (TPO 11)	445/8" (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	—
D12	866/8" (TPO 2)	666/8" (TPO 9)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D13	866/8" (TPO 11)	445/8" (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	—
D14	445/8" (TPO 2)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	288mm (TPO 3)	—
D15	1246/8" (TPO 2)	1046/8" (TPO 2)	866/8" + 441/2mm (TPO 2)	1041/2mm (TPO 2)	861/2mm + 448mm (TPO 3)	1048mm (TPO 2)	—
D16	1046/8" (TPO 6)	866/8" (TPO 7)	861/2mm (TPO 8)	661/2mm (TPO 8)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D17	1046/8" (TPO 4)	866/8" + 441/2mm (TPO 4)	1041/2mm (TPO 4)	661/2mm + 448mm (TPO 5)	1048mm (TPO 4)	1048mm (TPO 4)	—
D18	446/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	288mm (TPO 3)	—
D19	866/8" (TPO 8)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D20	445/8" (TPO 12)	445/8" (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	—
D21	446/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	288mm (TPO 3)	—
D22	1046/8" (TPO 1)	1046/8" (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	—
D23	866/8" (TPO 18)	666/8" (TPO 11)	441/2mm (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	—
D24	666/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D25	1046/8" (TPO 1)	1046/8" (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	—
D26	666/8" (TPO 8)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D27	446/8" (TPO 12)	446/8" (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	—
D28	446/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	288mm (TPO 3)	—
D29	666/8" (TPO 1)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D30	666/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D31	866/8" (TPO 2)	666/8" (TPO 9)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D32	866/8" (TPO 9)	866/8" (TPO 9)	666/8" (TPO 10)	441/2mm (TPO 1)	441/2mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	—

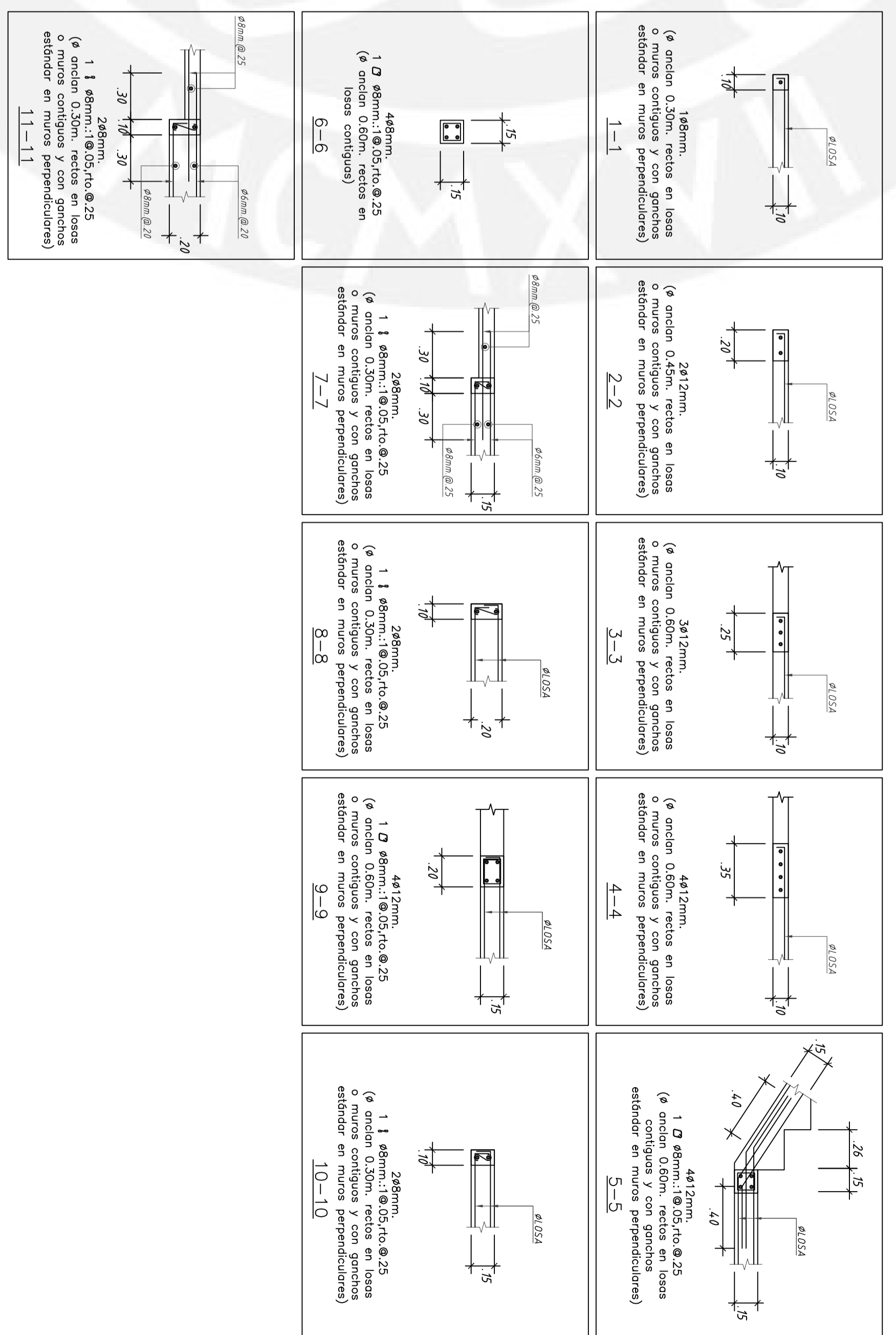
CUADRO DE DETALLES							
PISO	1er. al 3er. Piso	4to. y 5to. Piso	6to. y 7mo. Piso	8vo. y 9no. Piso	10mo. Piso	11er. Piso	CTO. DE MAQUINAS
D33	866/8" (TPO 18)	666/8" (TPO 11)	445/8" (TPO 12)	445/8" (TPO 12)	448mm (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	—
D34	666/8" (TPO 1)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D35	1046/8" (TPO 9)	866/8" (TPO 1)	666/8" (TPO 9)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D36	666/8" (TPO 9)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D37	1246/8" (TPO 1)	1046/8" (TPO 1)	666/8" + 441/2mm (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	661/2mm + 448mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	—
D38	866/8" (TPO 2)	666/8" (TPO 9)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D39	866/8" (TPO 9)	666/8" (TPO 10)	445/8" (TPO 1)	441/2mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	—
D40	866/8" (TPO 2)	666/8" + 241/2mm (TPO 2)	861/2mm (TPO 2)	661/2mm + 248mm (TPO 2)	868mm (TPO 2)	868mm (TPO 2)	—
D41	446/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	288mm (TPO 3)	—
D42	446/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	288mm (TPO 3)	—
D43	446/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	288mm (TPO 3)	—
D44	446/8" (TPO 1)	446/8" (TPO 1)	441/2mm (TPO 1)	441/2mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	—
D45	1046/8" (TPO 1)	1046/8" (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	—
D46	1046/8" (TPO 1)	1046/8" (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	—
D47	666/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D48	1046/8" (TPO 1)	1046/8" (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	—
D49	1046/8" (TPO 2)	1046/8" (TPO 2)	1041/2mm (TPO 2)	1041/2mm (TPO 2)	1048mm (TPO 2)	1048mm (TPO 2)	—
D50	666/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D51	866/8" (TPO 2)	666/8" (TPO 9)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D52	666/8" (TPO 1)	445/8" (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	—
D53	666/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D54	866/8" (TPO 9)	666/8" (TPO 10)	445/8" (TPO 1)	441/2mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	—
D55	446/8" (TPO 12)	446/8" (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	—
D56	666/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D57	666/8" (TPO 1)	445/8" (TPO 1)	441/2mm (TPO 1)	441/2mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	—
D58	446/8" (TPO 12)	446/8" (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	441/2mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	448mm (TPO 12)	—
D59	1446/8" (TPO 2)	1046/8" (TPO 2)	866/8" (TPO 9)	666/8" (TPO 9)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	—
D60	866/8" (TPO 9)	666/8" (TPO 9)	445/8" (TPO 1)	441/2mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	448mm (TPO 1)	—
D61	1046/8" (TPO 4)	1046/8" (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1041/2mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	1048mm (TPO 1)	—
D62	446/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D63	666/8" (TPO 1)	445/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	—
D64	446/8" (TPO 2)	446/8" (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	441/2mm (TPO 2)	448mm (TPO 2)	288mm (TPO 3)	—

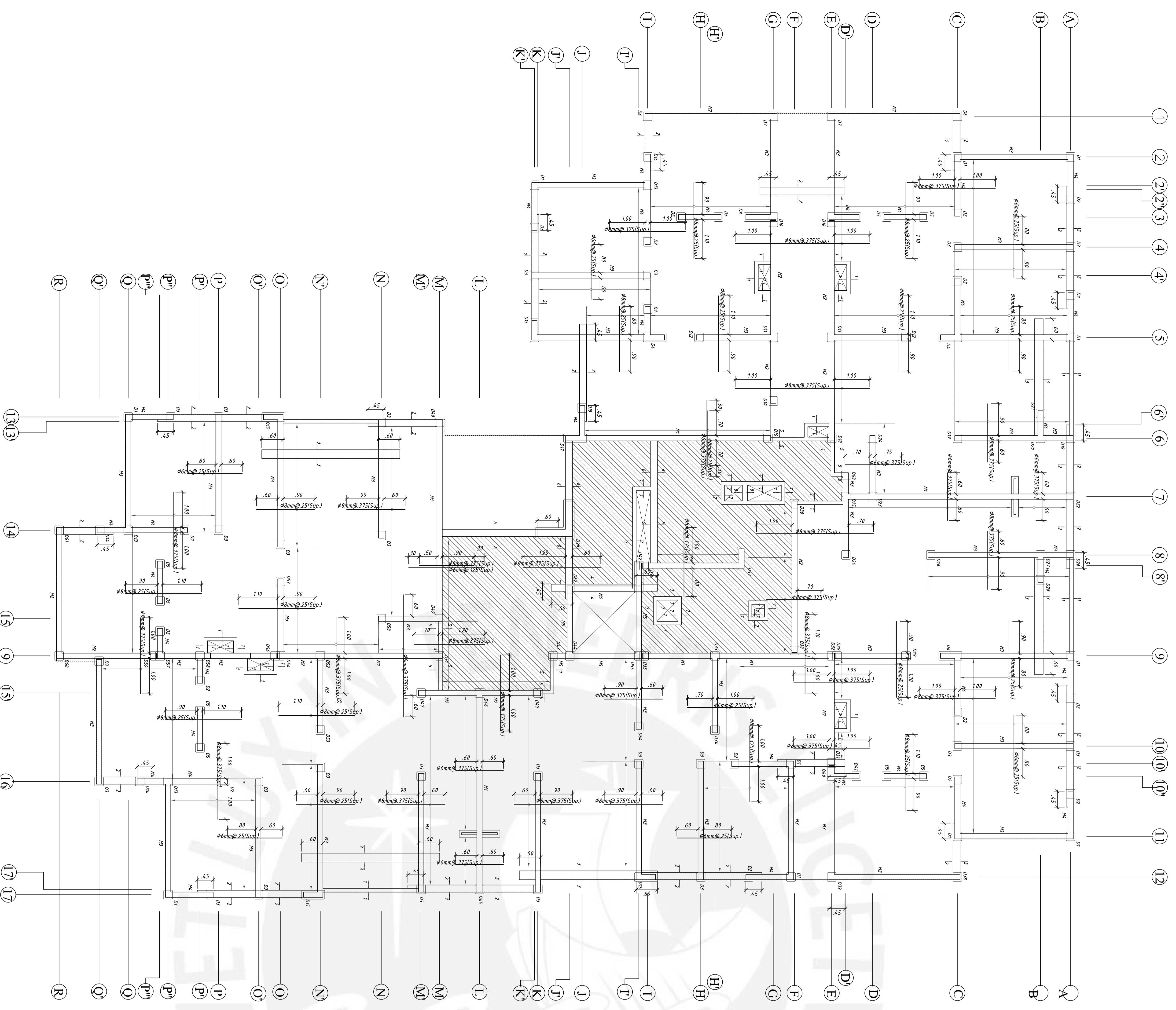


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 2DO. AL 10MO. PISO
 ESCALA: 1/50
 (S/C=200 kg/m²)

- COTA DE LAZADA MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR 6mm @ 25
 - COTA DE LAZADA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR 6mm @ 25
 - COTA DE LAZADA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR 6mm @ 25
 - COTA DE LAZADA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR 6mm @ 25
 - COTA DE LAZADA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR 6mm @ 25
 - COTA DE LAZADA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR 6mm @ 25
- En las plantas sólo se muestran los sistemas adicionales a estas mallas corrientes.

CORTES DE TECHO

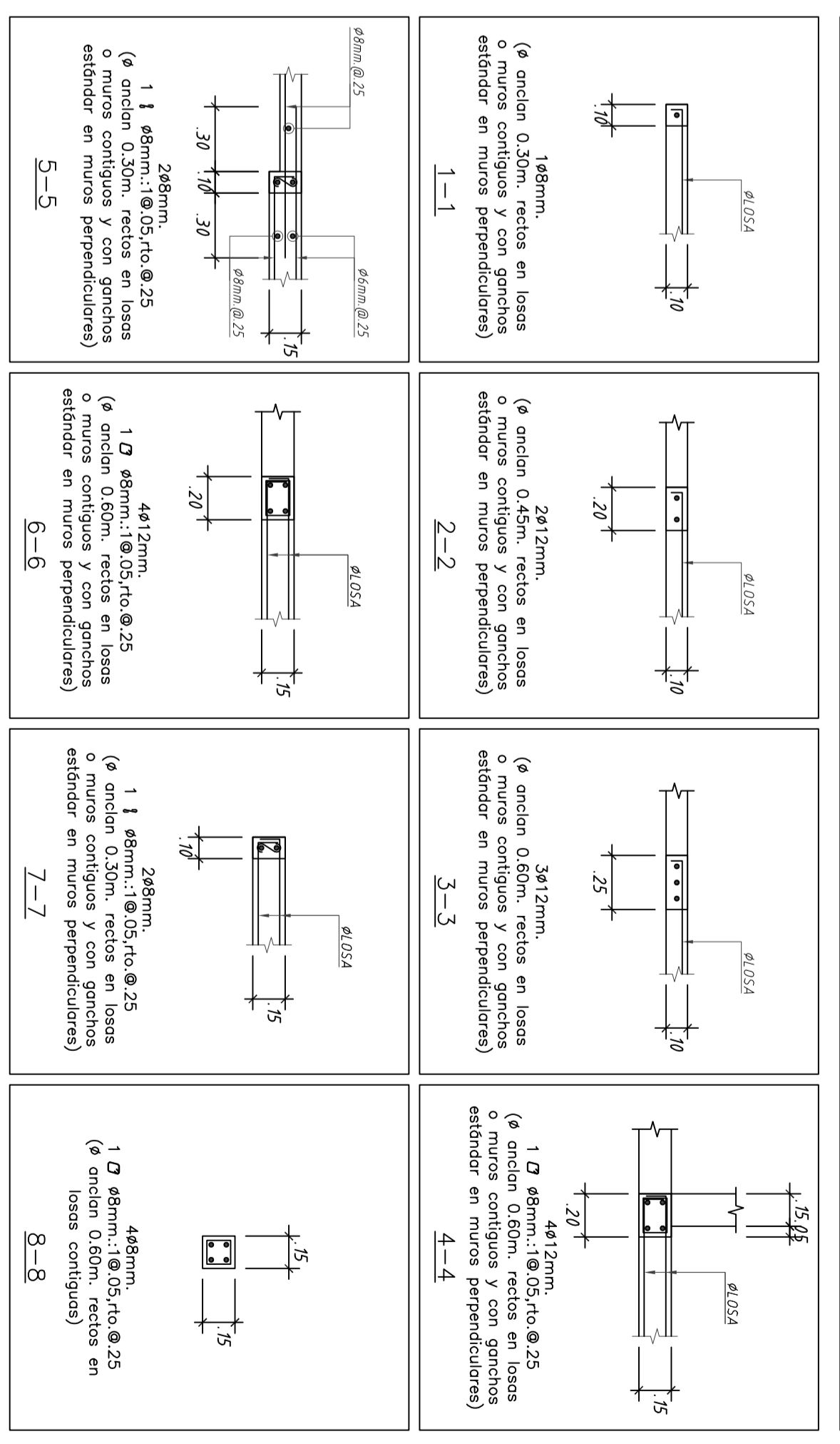




ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 11ER. PISO
 ESCALA: 1:30
 (S/C=100 kg/m²)

- LOSA DE HUIZ. B.M.
- LOSA MAQUINA
- LOSA MAQUINA
- LOSA MAQUINA
- MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #8mm @ 25
- MALLA EN DOS DIRECCIONES INTERIOR #8mm @ 25

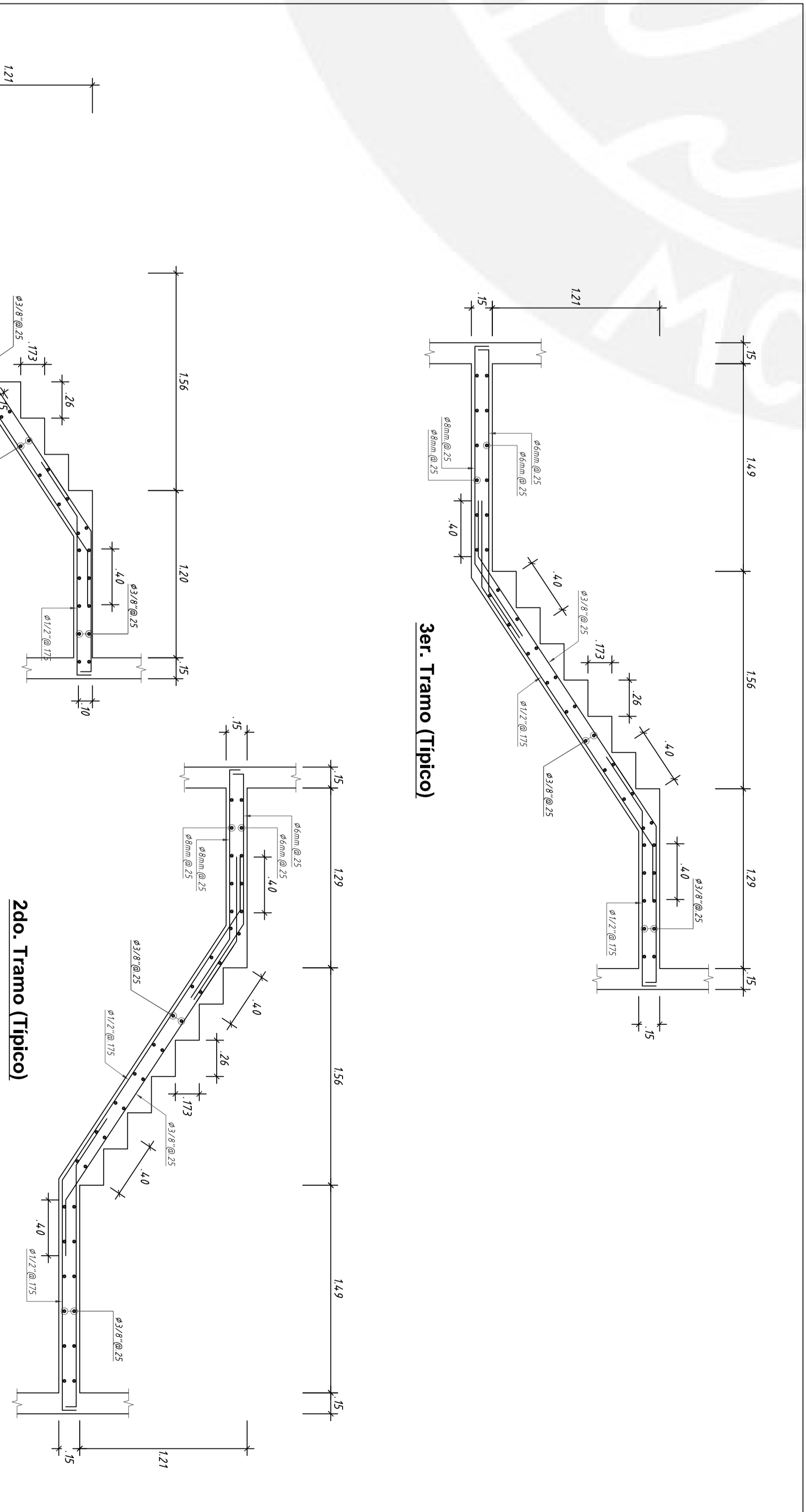
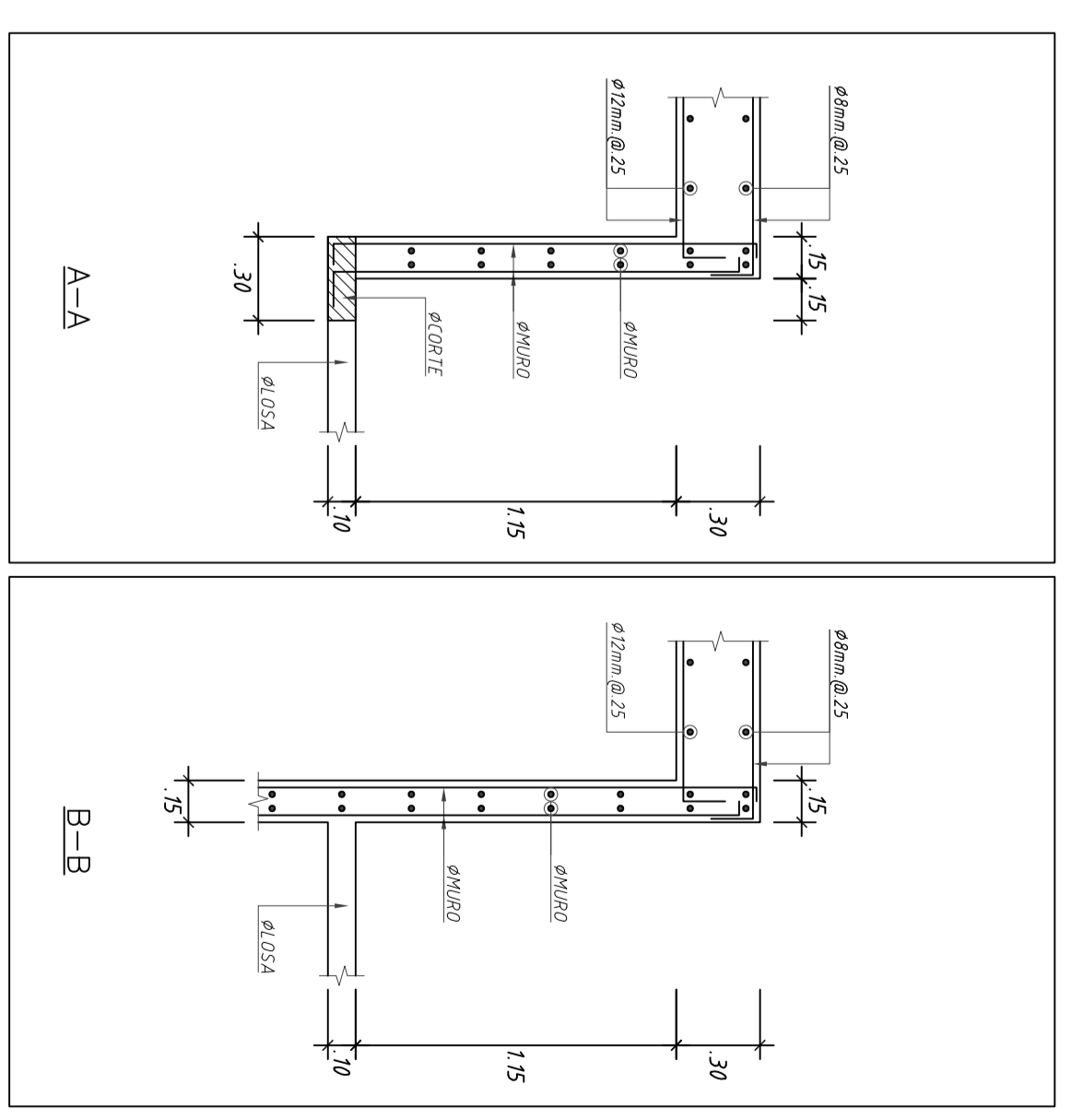
CORTES DE TECHO



ENCOFRADO DE TECHO PARA CTO. DE MAQUINAS
 ESCALA: 1:30

- LOSA DE HUIZ. B.M.
- LOSA MAQUINA
- LOSA MAQUINA
- LOSA MAQUINA
- MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #8mm @ 25
- MALLA EN DOS DIRECCIONES INTERIOR #8mm @ 25

NOTA: La escala una junta de separación. Siempre separada de 100mm entre las muros adyacentes a esta en todos los pisos.
 NOTA: 2. Como referencia consulte a los planos que se adjuntan para los casos de los techos donde utilizar se mallas.
 NOTA: 3. Ver en detalle de referencias en los muros adyacentes de las alerías para las alerías eléctricas.
 Acreditaciones: con N° 25010 (ver página 11) según el sistema de separación que se indique en el plan de cada piso.



ESCALERA 01