

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE UNA
EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS
CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**

Tesis para obtener el título profesional de **INGENIERO CIVIL**

AUTOR: CARLOS PEREZ NEYRA

ASESOR: Ing. Diego Villagómez Molero

Lima, 7 de diciembre de 2020

DEDICATORIA



*A mis padres, por el gran apoyo incondicional
en todo momento y comprensión en todas las etapas de mi vida*

*A mis amigos por el apoyo emocional y motivación
para poder culminar este proyecto de tesis*

AGRADECIMIENTOS



A mi estimado asesor Diego Villagomez , por su tiempo

y conocimiento brindado

A mi jefe de grupo Andrés Perez y compañeros por tantas enseñanzas

y momentos agradables

RESUMEN

Los edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL) surgieron ante la necesidad de rápida construcción y bajo costo. Este sistema es conformado por muros y losas de pequeño espesor y una platea de cimentación de concreto armado. En la actualidad los EMDL siguen construyéndose en nuestro medio a pesar de que su máximo uso fue entre los años 2004 y 2011. Este sistema facilita el encofrado por la igualdad de espesor en los muros y al ser repetitivo genera una curva de aprendizaje continua y progresiva.

Es importante realizar un correcto análisis y diseño en el sistema estructural de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL), dado que así soportará las cargas de gravedad y sismo con buen desempeño. Un correcto diseño brinda seguridad e implica ahorro dado que se evita el sobredimensionamiento y futuros daños ante sollicitaciones más bajas a lo diseñado.

En el presente trabajo se realizó el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de cinco pisos ubicado en el distrito de Carabayllo. El sistema estructural utilizado es de Muros de Ductilidad Limitada (MDL). Los muros tienen espesores de 10 cm. Los sistemas de techos son losas macizas de 10cm y 20cm de espesor. Además de una platea de cimentación de concreto armado de 35cm de espesor.

Para el análisis estructural por cargas de gravedad y sismo se desarrollará un modelo computacional en el *software* ETABS. Las sollicitaciones de carga se realiza conforme los lineamientos de la Norma Técnica de Cargas E020. Se utiliza la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente (E030) como guía para el análisis sísmico. Respecto al diseño, se realiza acorde a las especificaciones de la Norma Técnica de Diseño en Concreto Armado (E060).

Como temas complementarios se realizó un procedimiento para el análisis de la zona de confinamiento en los muros de ductilidad limitada y se comprobó que no es necesario su confinamiento. Además, se realizó el metrado del acero y concreto para que sirva de referencia ligado al costo. El ratio de concreto del edificio es de $0.36 \text{ m}^3/\text{m}^2$ y el ratio de acero de $17.5 \text{ kg}/\text{m}^2$ construido. Se concluye que dada la gran densidad de muros, el edificio satisface el análisis por desplazamiento con una deriva de 0.64 ‰ en la dirección X y una deriva de 1.55 ‰ en la dirección Y, además dada la gran densidad de muros por resistencia cada muro tiene poca demanda.

Índice

1. Aspectos generales	1
2. Estructuración y predimensionamiento	4
2.1. Criterios de estructuración	4
2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales	4
2.2.1. Muros de ductilidad limitada	4
2.2.2. Losas macizas	7
2.2.3. Platea de cimentación	8
3. Metrados de carga por gravedad	9
3.1. Metrado de carga de losas	9
3.2. Metrado de carga de muros	11
4. Análisis sísmico	13
4.1. Introducción	13
4.2. Modelo estructural del edificio	13
4.3. Consideraciones del modelo estructural	14
4.4. Parámetros del análisis sísmico	14
4.4.1. Zonificación sísmica del Perú: Factor Z	14
4.4.2. Condiciones geotécnicas: Factor S y TP	15
4.4.3. Factor de amplificación sísmica: Factor C	15
4.4.4. Categoría de las edificaciones: Factor U	15
4.4.5. Sistema estructural: Coeficiente de reducción R	15
4.5. Análisis estático	15
4.5.1. Generalidades	15
4.5.2. Periodo fundamental	16
4.5.3. Fuerza cortante mínima en la base	16
4.5.4. Peso de la edificación	16
4.5.5. Cortante basal estático	16
4.6. Análisis dinámico	17
4.6.1. Generalidades	17
4.6.2. Análisis de modos de vibración	17
4.6.3. Análisis por desplazamiento	18
4.6.4. Cortante de diseño	19
4.6.5. Junta de separación sísmica	20
5. Diseño de losa maciza	21
5.1. Consideraciones para el diseño de losa	21
5.2. Modelo estructural de losa maciza	21

5.2.1.	Resultado del modelo estructural de la losa maciza	22
5.3.	Diseño por corte	24
5.4.	Diseño por flexión	25
5.5.	Cálculo de deflexiones	26
5.6.	Método de Kalmanok para la verificación de momentos flectores	27
5.7.	Cálculo del peralte de la losa de conexión	28
5.7.1.	Análisis estático de los bloques independientes	29
5.7.2.	Cálculo de la distribución de fuerzas en altura	30
5.7.3.	Cálculo del peralte de la losa de conexión	31
5.8.	Ejemplo de diseño de losa maciza	31
6.	Diseño de muros	37
6.1.	Consideraciones para el diseño de muros	37
6.2.	Diseño por flexocompresión y compresión	37
6.3.	Diseño por cortante	38
6.4.	Cálculo de la zona de confinamiento	40
6.5.	Ejemplo de diseño de muro	42
7.	Diseño de la escalera	54
7.1.	Diseño por flexión	54
7.2.	Diseño por corte	54
8.	Análisis y diseño de la platea de cimentación	56
8.1.	Comportamiento e idealización de la platea	56
8.2.	Modelo de la platea de cimentación	56
8.2.1.	Verificación de las cargas exportadas del ETABS al SAFE	57
8.3.	Esfuerzos actuantes en el suelo	60
8.4.	Verificación de la capacidad portante	63
8.4.1.	Verificación de la capacidad por gravedad	63
8.4.2.	Verificación de la capacidad bajo cargas sísmicas	63
8.5.	Diseño por flexión y cortante de la platea de cimentación	67
8.6.	Ejemplo de la platea de cimentación	67
8.7.	Vigas de cimentación	77
9.	Metrados de materiales	80
9.1.	Metrado de ratios por m^3 de concreto y m^2 construido	80
10.	Comentarios y conclusiones	81
10.1.	Estructuración y predimensionamiento	81
10.2.	Metrado de cargas	81

10.3. Análisis Sísmico	81
10.4. Diseño	82
10.5. Costos	82
Bibliografía	83
A. Anexo A: Planos de arquitectura	84
B. Anexo B: Planos de estructura	88



Índice de figuras

1.1.	Planta de arquitectura típica	2
1.2.	Elevación 2 del edificio de MDL	3
1.3.	Corte B-B del edificio de MDL	3
2.1.	Muros a analizar de longitudes 8.10 metros y 3.30 metros	6
2.2.	Tramo de losa a analizar	7
3.1.	Plano en planta del trazo de áreas tributarias de los muros	11
4.1.	Planta del modelo estructural en ETABS	13
4.2.	Modelo tridimensional estructural en ETABS	14
5.1.	Modelo de la losa maciza en el <i>software</i> SAP2000	21
5.2.	Deformada de la losa maciza	22
5.3.	Diagrama de fuerza cortante para carga última de diseño en la dirección X (ton)	22
5.4.	Diagrama de fuerza cortante para carga última de diseño en la dirección Y (ton)	23
5.5.	Diagrama de momento flector para carga última de diseño en la dirección X (ton-m)	23
5.6.	Diagrama de momento flector para carga última de diseño en la dirección Y (ton-m)	24
5.7.	Uso de la tabla de Kalmanok. Tomado de (Kalmanok, Trucillo, y Snitko, 1961)	28
5.8.	Planteamiento del análisis para el cálculo del peralte en losa de conexión	29
5.9.	Idealización de la losa de conexión como viga	31
5.10.	Paños 1 y 2 seleccionados a analizar	32
5.11.	Diseño del paño 1 de losa maciza	35
5.12.	Diseño del paño 2 de losa maciza	35
6.1.	Diagrama de flexocompresión. Adaptado de (Ottazzi, 2018)	37
6.2.	Curva esfuerzo deformación según modelo de Hognestad. Adaptado de (Park y Paulay, 1997)	40
6.3.	Modelo elastoplástico del acero	41
6.4.	Confinamiento de bordes de muro	42
6.5.	Muros 1 y 2 a diseñar	42
6.6.	Muro 1 a evaluar del piso 1 y 2	46
6.7.	Diagrama de interacción en el sentido XX del muro 1	47
6.8.	Muro 2 a evaluar del piso 1 y 2	48
6.9.	Diagrama de interacción en el sentido XX del muro 2	48
6.10.	Diagrama de interacción en el sentido YY del muro 2	49
6.11.	Geometría del muro M1 a evaluar por confinamiento en SAP2000	50
6.12.	Diagrama momento curvatura del muro M1	51

6.13. Geometría del muro M2 a evaluar por confinamiento en SAP2000	52
7.1. Tramo típico de la escalera	55
8.1. Diferencia de suelo granular versus suelo cohesivo. Adaptado de (Harmsen, 2005)	56
8.2. Vista 3D del modelo de la cimentación en SAFE	57
8.3. Muro para la evaluación de cargas	58
8.4. Ubicación de las cargas en muro seleccionado en ETABS	58
8.5. Ubicación de las cargas en muro seleccionado en SAFE	59
8.6. Presiones por servicio (ton/m ²)	61
8.7. presiones por envolvente de sismo (ton/m ²)	62
8.8. Cálculo del ancho efectivo según Meyerhof	64
8.9. Cálculo del ancho efectivo para la dirección XX según Meyerhof	65
8.10. Cálculo del ancho efectivo para la dirección YY según Meyerhof	66
8.11. Paños de platea de cimentación a diseñar	68
8.12. Envolvente de cargas últimas de diseño: diagrama fuerza cortante en la dirección X (ton)	69
8.13. Envolvente de cargas últimas de diseño: diagrama fuerza cortante en la dirección Y (ton)	70
8.14. Envolvente de cargas últimas de diseño: diagrama momento flector máximo positivo en la dirección X (ton-m)	72
8.15. Envolvente de cargas últimas de diseño: diagrama momento flector máximo negativo en la dirección X (ton-m)	73
8.16. Envolvente de cargas últimas de diseño: diagrama momento flector máximo positivo en la dirección Y (ton-m)	74
8.17. Envolvente de cargas últimas de diseño: diagrama momento flector máximo negativo en la dirección Y (ton-m)	75
8.18. Diseño final de la viga de cimentación de borde	79
8.19. Diseño final de la viga de cimentación interna	79

Índice de tablas

2.1. Valores de "k"	7
3.1. Metrado de cargas de losa maciza en piso típico y h=10cm	9
3.2. Metrado de cargas de losa maciza en piso típico y h=20cm	9
3.3. Metrado de cargas de losa maciza en azotea y h=10cm	9
3.4. Metrado de cargas de losa maciza en azotea y h=20 cm	10
3.5. Resumen de cargas últimas en losas macizas	10
3.6. Metrado de cargas del muro M19	12
4.1. Tabla de áreas de secciones	15
4.2. masa sísmica, peso y peso por m^2	16
4.3. Modos de vibración y masas participativas	18
4.4. Desplazamientos laterales máximos en la dirección X y Y	18
4.5. Derivas inelásticas en la dirección X	19
4.6. Derivas inelásticas en la dirección Y	19
4.7. Cortante estático, dinámico y factor de amplificación	19
5.1. Fórmulas de inercia promedio	27
5.2. Parámetros sísmicos del bloque independiente y cálculo de la cortante basal	29
5.3. Fuerzas en cada nivel según el método de análisis estático	30
5.4. Fuerza cortante en las losas de conexión en cada nivel	31
5.5. Características de paños a analizar	32
5.6. Tabla de momentos máximos y mínimos	33
5.7. Momentos máximos y mínimos según Kalmanok y SAP2000	33
5.8. Cantidad de acero requerido en la losa	34
5.9. Acero colocado en paños seleccionados	34
5.10. Tabla de cálculo de las deflexiones permisibles y actuantes	36
6.1. Elección del espesor mínimo	43
6.2. Tabla del valor de profundidad del eje neutro para la placa M1	51
6.3. Profundidad el eje neutro del muro 2 para el primer piso	53
7.1. Cargas en la escalera	54
8.1. Cargas axiales y momentos flectores en ETABS	59
8.2. Cargas axiales y momentos flectores en SAFE	60
8.3. Diferencias entre las cargas del ETABS y SAFE para todo el muro seleccionado	60
8.4. Acero de refuerzo en paño 1 de platea de cimentación en la dirección X	76
8.5. Acero de refuerzo en paño 1 de platea de cimentación en la dirección Y	76
8.6. Acero de refuerzo en paño 2 de platea de cimentación en la dirección X	77

8.7. Acero de refuerzo en paño 2 de platea de cimentación en la dirección Y	77
9.1. Metrado de acero por m^3 de concreto	80
9.2. Ratios de concreto y acero por m^2 construido	80



1. Aspectos generales

A partir del año 2000 en adelante la construcción de EMDL ha sido muy alta sobretodo en clases sociales de niveles C,D porque en este sistema todos los muros son portantes y de corte (Villarreal, 2015). Uno de los principales beneficios de este sistema es que es un proceso industrializado con ausencia de vigas y columnas, es decir, el sistema comprende de muros, losas de entepiso y cimentación (Villarreal, 2015). Este sistema trae consigo desde el punto de vista económico una ventaja dado que reduce el tiempo del proceso constructivo hasta un 50%, comparado con el sistemas constructivos de albañilería, que es la tradicional, por todo esto es muy preferido en los niveles socioeconómicos de la clase C,D y hasta E (Villarreal, 2015).

El edificio desarrollado en la presente tesis es parte de un condominio familiar ubicado en el distrito de Carabaylo. El proyecto consta de 8 departamentos por piso y un total de 5 pisos. El área construida es de $2627 m^2$ en total. La estructura de concreto armado es de muros de ductilidad limitada con resistencia nominal del concreto de $f'_c=175 kg/cm^2$ y acero ASTM-615, con una resistencia $f'_y=4200 kg/cm^2$ grado 60 en todos los elementos estructurales. Las losas son macizas de 10cm excepto en el descanso de las escaleras que son de 15cm debido a la garganta; en el baño por el ancho de las tuberías y en la parte central debido a la poca sección se tienen losas de 20cm. Los parapetos y alféizares son de concreto de 10cm. La capacidad admisible del suelo con ayuda de relleno de ingeniería es de $10 ton/m^2$. Se presenta la planta, elevación y corte del edificio en la figura 1.1, 1.2 y 1.3 respectivamente.

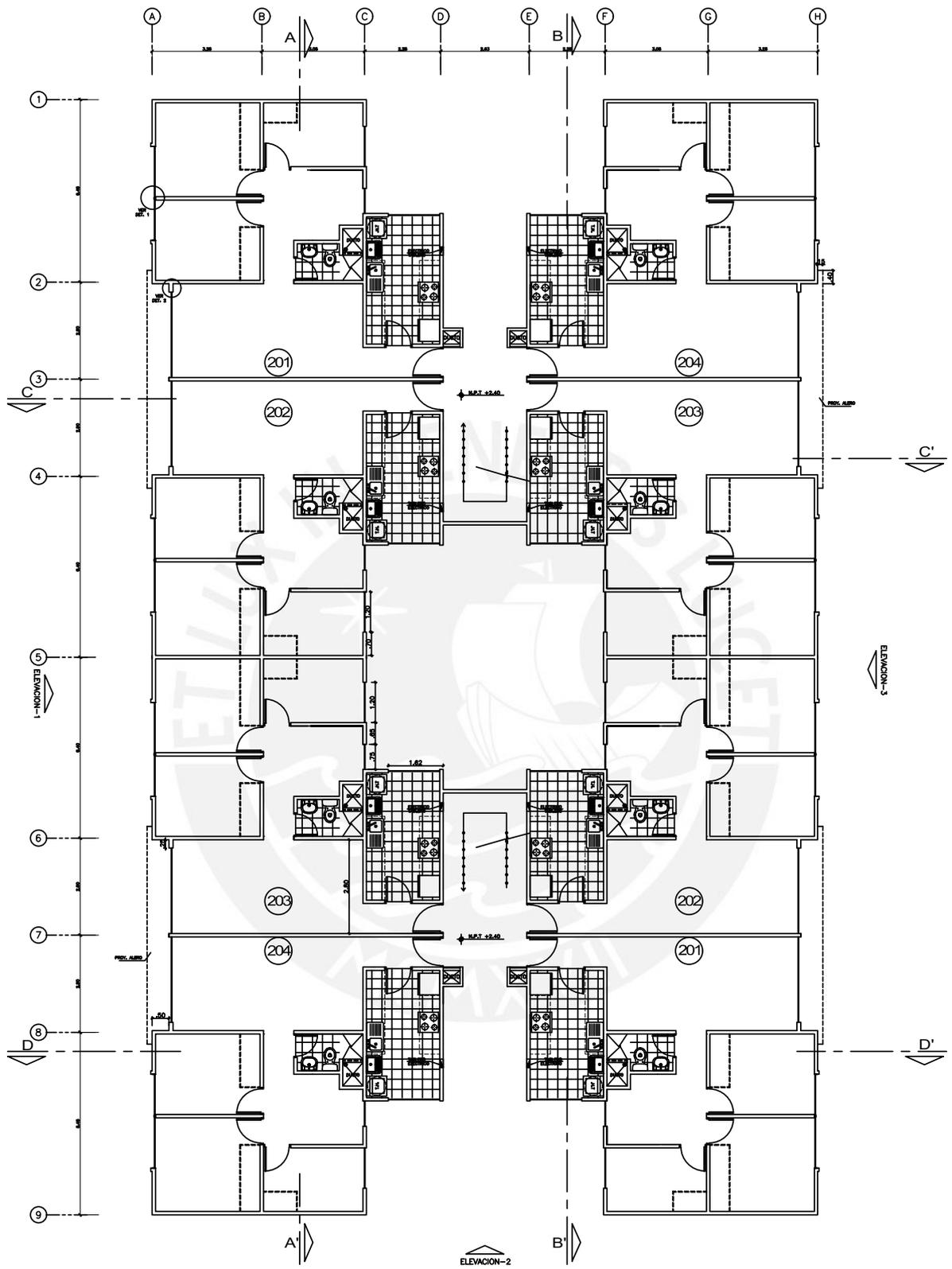
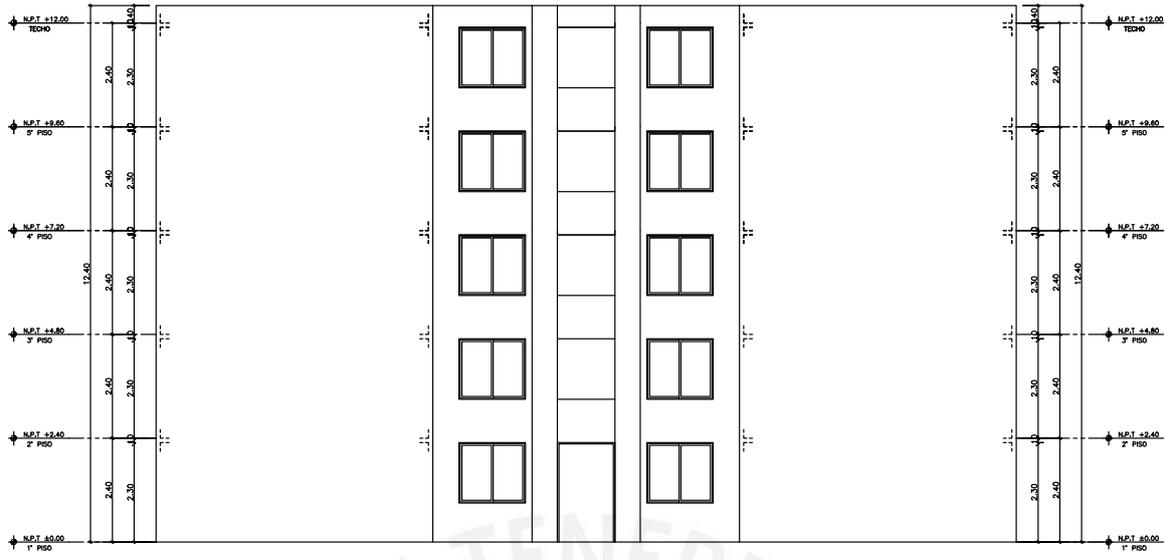
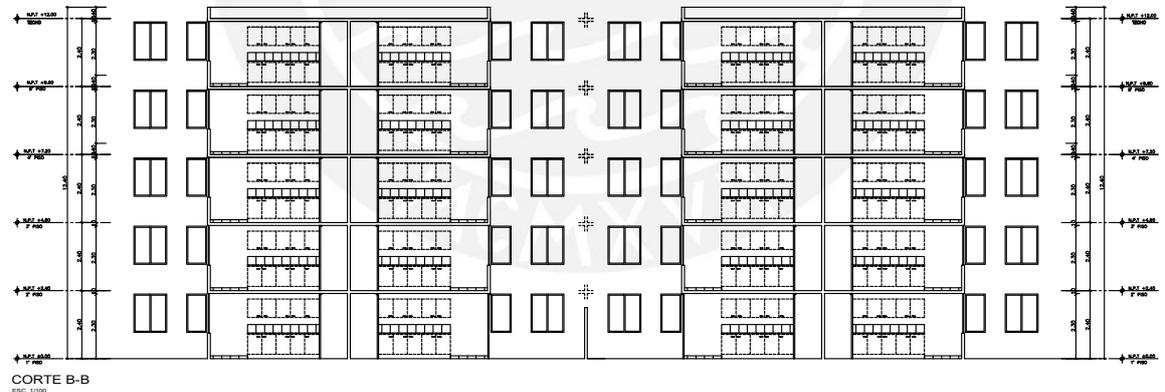


Figura 1.1: Planta de arquitectura típica



ELEVACION 2
ESC. 1/100

Figura 1.2: Elevación 2 del edificio de MDL



CORTE B-B
ESC. 1/100

Figura 1.3: Corte B-B del edificio de MDL

2. Estructuración y predimensionamiento

2.1. Criterios de estructuración

La estructuración en el presente proyecto es poco compleja dado que existe simetría en planta y cinco pisos típicos, además dado que no hay tabiquería y todos los muros son estructurales, la estructuración se realiza con facilidad con una arquitectura culminada. Un EMDL posee una gran cantidad de muros que generan gran capacidad de resistencia al corte y rigidez lateral en ambos ejes.

Los muros sirven de apoyo a las losas que son de poco espesor dado que las luces son pequeñas. Los muros son considerados en volado y empotrados en la base. Los MDL tienen espesores pequeños y por ello no se pueden colocar estribos ni doble malla dado que sería muy difícil el vibrado, dado que el espacio no es suficiente y podría generar cangrejas. Debido a la gran densidad de muros se considera como cimentación una platea de cimentación con peralte suficiente para que pueda anclar el acero de los muros, además de cumplir con los requisitos por corte y flexión.

2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

2.2.1. Muros de ductilidad limitada

Los muros de ductilidad limitada (MDL) de la presente tesis serán de 10 cm y para ello se procederá a realizar dos cálculos. Lo primero es verificar su resistencia debido a las fuerzas cortantes generadas por un evento sísmico de diseño en ambas direcciones. Para ello se tendrá en cuenta las consideraciones dadas por la norma E030 para el cálculo de la cortante basal y la norma E060 para calcular la resistencia a la cortante y así determinar la longitud de muros que se requiere en cada dirección. El segundo será el cálculo de la compresión mediante un metrado de cargas para determinar el peso actuante sobre cada muro y compararlo con la resistencia axial especificada en la norma E060 (Sencico, 2018) (Sencico, 2009).

Para el cálculo de la cortante basal se necesitan parámetros de la norma E030 que serán definidos y analizados más adelante en la sección 4.4. El peso sísmico se aproxima en 2190 toneladas. A continuación, se presentan los parámetros del edificio y el cálculo de la cortante basal en la ecuación 2.1

$$Z=0.45 \quad U=1 \quad C=2.5 \quad S=1.05 \quad R=3.4$$

Donde:

Z = Zonificación, justificación en sección 4.4.1

U = Factor de uso, justificación en sección 4.4.4

C = Factor de amplificación de sísmica, justificación en sección 4.4.3

S = Parámetros de sitio, justificación en sección 4.4.2

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, justificación en sección 4.4.5

$$V = \frac{ZUCS}{R} P_{sismico} = 737.6 \text{ ton} \quad (2.1)$$

El cálculo de la resistencia por corte se realiza con la ecuación 2.2 y queda en función de la longitud del muro para así determinar la longitud necesaria que se debería tener en cada eje para soportar la fuerza de la cortante basal. La ecuación 2.2 se encuentra en la Norma E060 y se usará para determinar la resistencia a fuerza cortante del concreto armado (Sencico, 2009). La longitud efectiva de los muros de carga queda determinada según el artículo 14.5.2 de la Norma E060 como 0.8 veces la longitud del muro (Sencico, 2009).

$$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \quad (2.2)$$

Donde:

Φ = Factor de reducción de resistencia

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto

b = Ancho del muro

d = Largo efectivo del muro

Se obtiene como longitud necesaria el valor de 132m en cada dirección. Se ha medido la longitud en planta en ambas direcciones y se tiene en la dirección más larga (dirección Y) el valor de 137 metros de muro y en la otra (dirección X) , el valor de 193.5 metros. Por lo tanto, cumple los muros de 10cm el diseño por corte. Estos cálculos son conservadores dado que solo toma en consideración al concreto y el acero de refuerzo también otorga resistencia al corte.

Posterior al cálculo por cortante se analiza la carga axial en muros que tenga altas solicitaciones de esta para evitar fallas por pandeo. Los muros a analizar se muestran en la figura 2.1

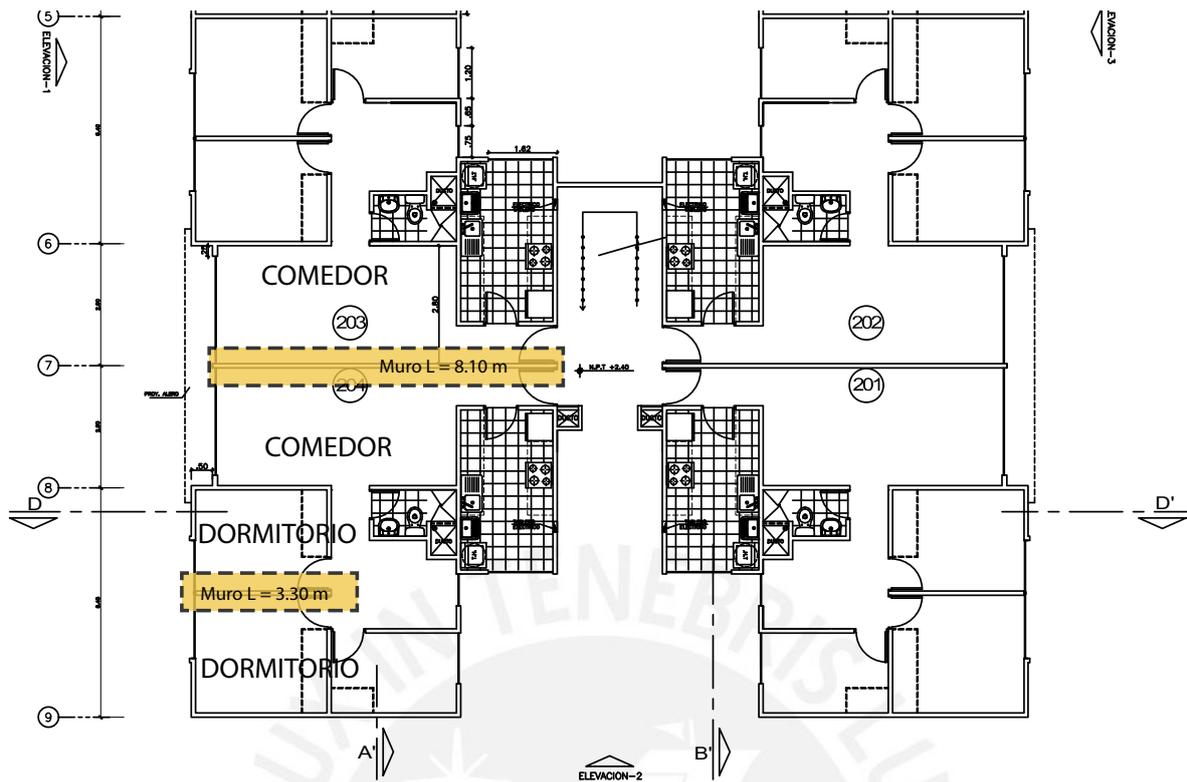


Figura 2.1: Muros a analizar de longitudes 8.10 metros y 3.30 metros

Se usa la fórmula 14.1 de la Norma E060 en la ecuación 2.3 para verificar que no exceda a la resistencia (Sencico, 2009).

$$\phi P_n = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k L_c}{32 h} \right)^2 \right] \quad (2.3)$$

Donde:

P_n = Resistencia axial de diseño

A_g = Área bruta de la sección sin incluir vacíos

k = Factor de longitud efectiva

L_c = Longitud en altura del elemento en compresión (Altura libre, desde la parte superior de la platea de cimentación hasta la parte inferior de la losa para el primer nivel y para niveles superiores de la parte superior de la losa hasta la parte inferior de la losa).

h = espesor del muro

$\phi = 0.7$ y el valor de “ k ” depende de la restricción en los extremos del muro. Para el presente caso se asume que no está restringido contra la rotación en ambos extremos . Los diversos valores de “ k ” se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1: Valores de "k"

Caso	k
Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos	0.8
No restringidos contra la rotación en ambos extremos	1
Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral	2

Son dos muros a analizar, el más largo que divide al comedor con una longitud de 8.10m y el muro más representativo que es el que separa dormitorios tiene una longitud de 3.3m. Reemplazando en la ecuación 2.3 se obtiene para el muro del dormitorio el valor de 107.5 tn y para el muro más largo 263.8 ton de resistencia axial. Por último, se compara la carga última de diseño y la resistencia axial. Para el muro de 3.30 metro se obtiene una carga última de 55.7 ton y para el muro más largo de 70.3 ton, dado que son menores a la resistencia por bastante, se considera lejano una falla por pandeo en los muros.

2.2.2. Losas macizas

Para el pre-dimensionamiento de la losa se comprobó en paños que sean rectangulares. El paño que se analizó fue el más largo y se ubica en el comedor de los departamentos como se puede observar en la figura 2.2

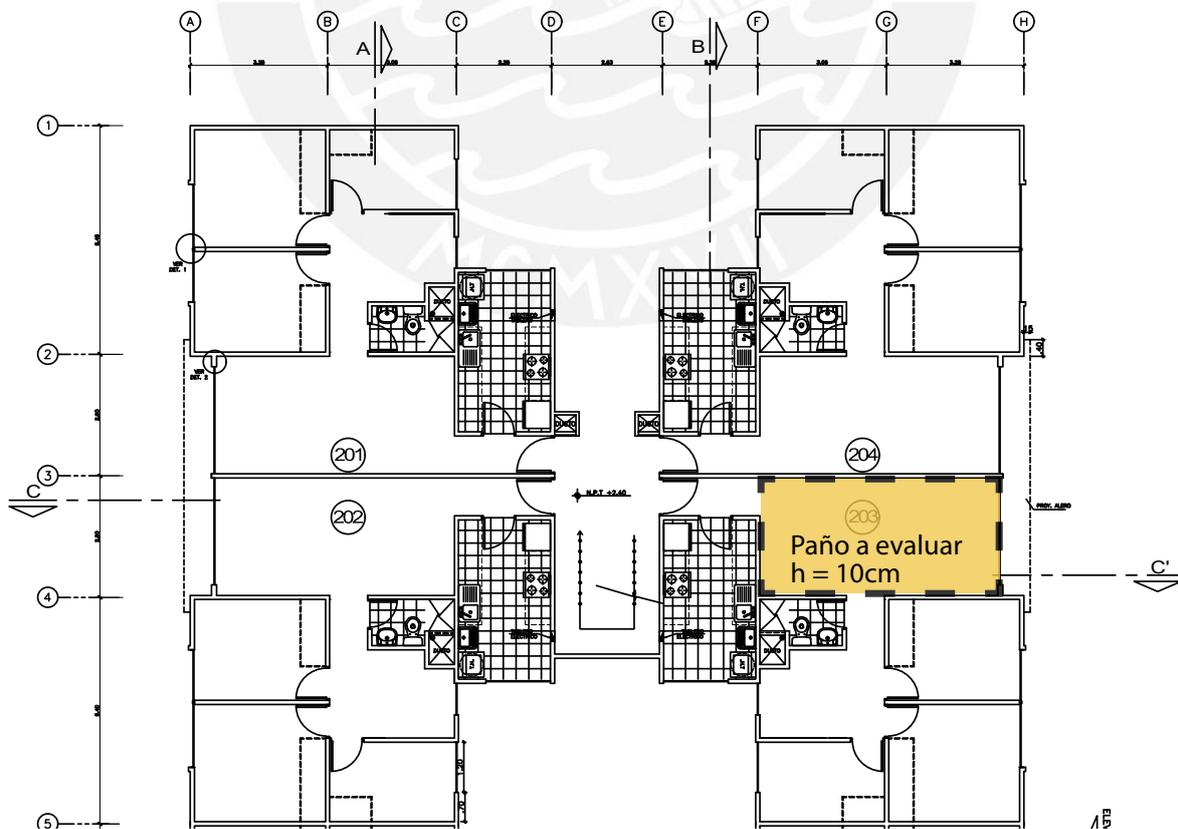


Figura 2.2: Tramo de losa a analizar

Para el predimensionamiento se realiza el cálculo del espesor de la losa maciza como el resultado de la división del perímetro del paño sobre 180 (Blanco, 1991).

$$h = \frac{(1695cm)}{180} = 9.42cm \quad (2.4)$$

Por consiguiente, se redondea a un número entero superior, por lo tanto, se toma el valor de 10 cm para el espesor de losa.

Otra forma de realizar el pre-dimensionamiento es asumiendo el caso más crítico, es decir que la losa trabaja en una sola dirección, la cual tiene una carga última de 746 kg/m^2 como se verá en el metrado de cargas de la sección 3.1 y con ayuda del método de coeficientes según (Ottazzi, 2018) se calculará el momento superior para la longitud más corta del paño, la cual es 2.8 metros.

$$M = \frac{(wL^2)}{10} = \frac{(0.746 \cdot 2.8^2)}{10} = 0.59 \text{ ton} - m$$

Este valor corresponde a una cantidad de acero de 2.17 cm^2 , lo que en varillas serían varillas de 8mm espaciadas cada 20cm, lo cual no es muy congestionado, por lo que se considera correcto el espesor de 10cm.

2.2.3. Platea de cimentación

Un predimensionamiento básico es por cargas de gravedad. Se tiene que asegurar que la presión admisible sea mayor a la actuante, caso contrario se requeriría de volados para aumentar el área. Se tomará como área un rectángulo sin hueco para evitar concentraciones y evitar excesivo refuerzo en el diseño. Se estima que la carga muerta es de 1998 kg y la carga viva es de 465 kg. En la ecuación 2.5 se calcula la presión actuante por gravedad.

$$\sigma_{grav} = \frac{CM + CV}{area} = \frac{1998 + 465}{657} = 3.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (2.5)$$

Dado que resiste como máximo 10 ton/m^2 en servicio, se considera que el área es satisfactoria. El espesor de la platea de cimentación es de 35cm como mínimo dado que es el necesario para que pueda anclar una varilla de 12mm en gancho estándar que serán utilizados en las cabezas de los muros o como malla.

3. Metrados de carga por gravedad

3.1. Metrado de carga de losas

Se tienen 2 tipos de losas de diferentes espesores. Los espesores son de 10 y 20 cm. Cabe resaltar que la carga viva varía entre piso típico y azotea. A continuación, se muestran los cálculos del metrado de cargas para las diversas losas.

Tabla 3.1: Metrado de cargas de losa maciza en piso típico y h=10cm

Techo (h=10cm)	Densidad (kg/m^3)	Espesor(m)	Peso por $m^2(kg/m^2)$
Peso Propio	2400	0.1	240
Piso terminado			50
S/C			200
Combinación 1.4CM + 1.7CV			746

Tabla 3.2: Metrado de cargas de losa maciza en piso típico y h=20cm

Techo (h=20cm)	Densidad (kg/m^3)	Espesor(m)	Peso por $m^2(kg/m^2)$
Peso Propio	2400	0.2	480
Piso terminado			50
S/C			200
Combinación 1.4CM + 1.7CV			1082

Tabla 3.3: Metrado de cargas de losa maciza en azotea y h=10cm

Techo (h=10cm)	Densidad (kg/m^3)	Espesor(m)	Peso por $m^2(kg/m^2)$
Peso Propio	2400	0.1	240
Piso terminado			50
S/C			100
Combinación 1.4CM + 1.7CV			576

Tabla 3.4: Metrado de cargas de losa maciza en azotea y h=20 cm

Techo (h=20cm)	Densidad (kg/m^3)	Espesor(m)	Peso por $m^2(kg/m^2)$
Peso Propio	2400	0.2	480
Piso terminado			50
S/C			100
Combinación 1.4CM + 1.7CV			912

El cálculo de la combinación de carga última se realizó con el fin de poder realizar en el capítulo 5 el diseño de losas con esta combinación de carga. Se observa un resumen de las cargas para los dos tipos de losas en la tabla 3.5.

Tabla 3.5: Resumen de cargas últimas en losas macizas

Tipo de losa maciza	Combinación de carga 1.4CM + 1.7CV (kg/m^2)
Piso típico, h= 10cm	746
Piso típico, h= 20cm	1082
Azotea, h= 10cm	576
Azotea, h= 20cm	912

3.2. Metrado de carga de muros

Para el cálculo del metrado de cargas en muros es necesario calcular el área tributaria de cada muro mediante el “método del sobre”. El método del sobre consiste en trazar rectas de 45° para determinar el área que están cargando. En puertas se trazan en el medio rectas perpendiculares a las puertas hasta que corten con las rectas de 45°. El área encerrada entre cada muro es el área tributaria, es decir, el área que va a cargar cada muro. Se presenta el sector básico sobre el cual mediante simetría se obtiene el metrado de los demás muros del edificio en la figura 3.1.

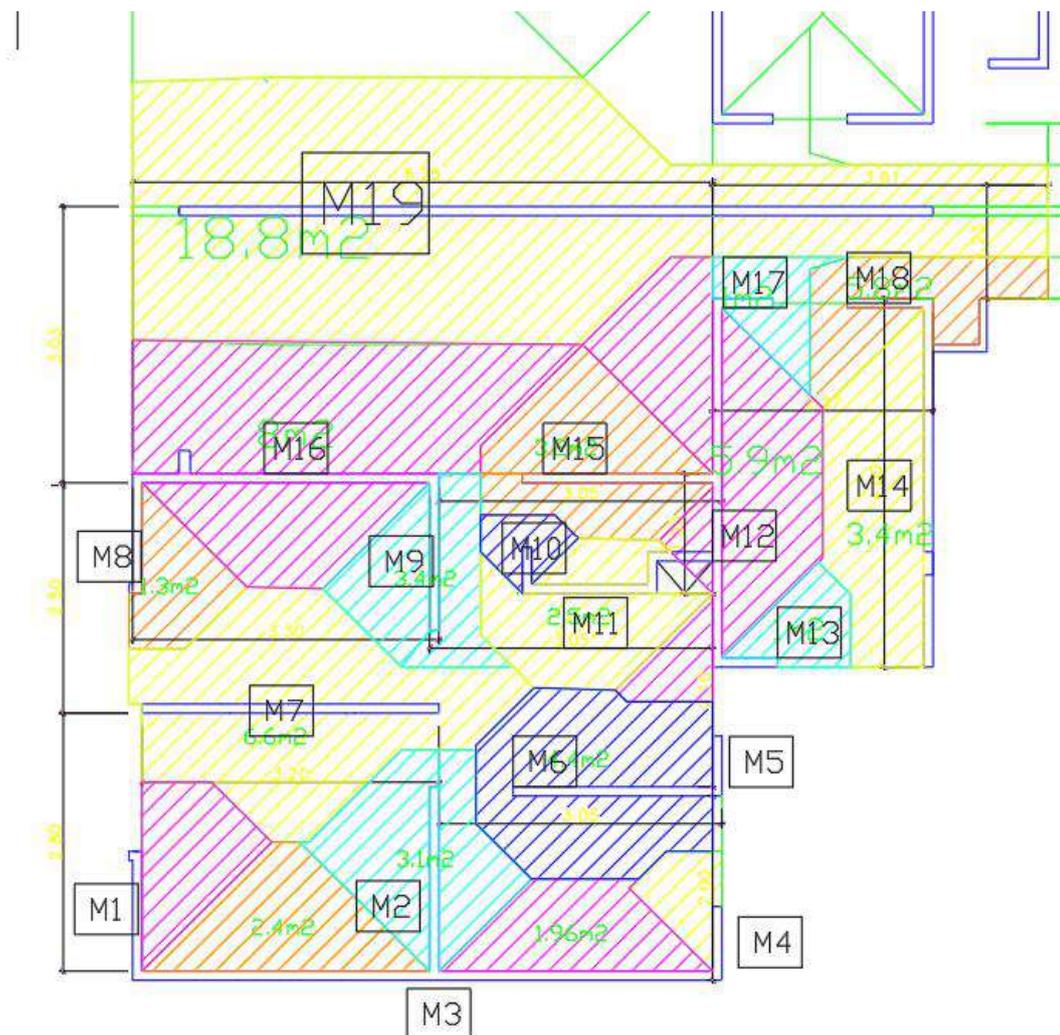


Figura 3.1: Plano en planta del trazo de áreas tributarias de los muros

A continuación, se presenta la tabla 3.6 con el metrado del muro M19, el muro con mayor área tributaria.

Tabla 3.6: Metrado de cargas del muro M19

Muro 19	Peso Propio (ton)	Acumulado(ton)	Área Tributaria (m^2)	Peso losa(ton)	Acumulado(ton)	Carga viva (ton)	Acumulado CV(ton)
Azotea	4.67	4.68	18.8	4.5	4.5	1.9	1.9
Nivel 4	4.67	9.3	18.8	4.5	9	3.7	5.6
Nivel 3	4.67	14.03	18.8	4.5	13.5	3.7	9
Nivel 2	4.67	18.7	18.8	4.5	18.1	3.7	13
Nivel 1	4.67	23.38	18.8	4.5	22.6	3.7	16



4. Análisis sísmico

4.1. Introducción

El análisis sísmico es importante en una edificación porque el Perú forma parte del borde occidental de América del Sur y presenta actividad sísmica de magnitud elevada con frecuencia (Tavera y Buforn, 1998). El análisis sísmico según la norma E030 presenta un método de análisis lineal dinámico para estimar la respuesta estructural, dado que la respuesta estructural real es aleatoria, no lineal e inelástica (Galvez, 2020).

4.2. Modelo estructural del edificio

Para el análisis del edificio se desarrolló un modelo tridimensional en ETABS versión 17.0.1, en el cual se realizará el análisis sísmico. En el modelo se han considerado las losas como membranas que transmitirán las cargas y no tienen rigidez. Los muros se encuentran empotrados en la base simulando la cimentación y han sido modelados como tipo *shell* (Computer y Structures, 2015).

Cada piso ha sido considerado como un diafragma rígido y 3 grados de libertad por piso. Se muestra el modelo la planta en la figura 4.1 y la vista 3D en la figura 4.2.

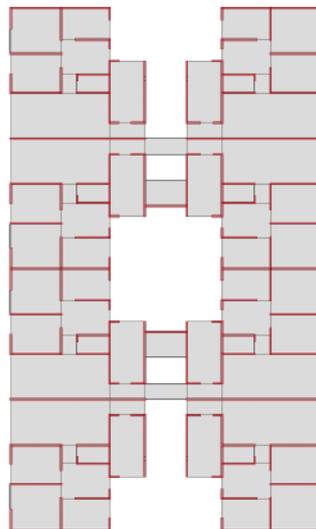


Figura 4.1: Planta del modelo estructural en ETABS

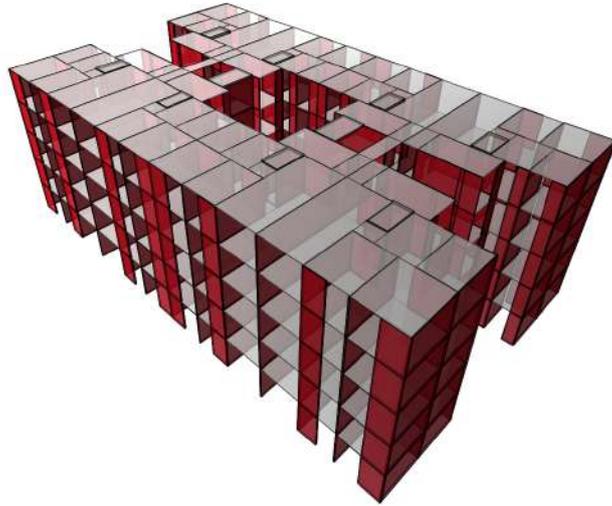


Figura 4.2: Modelo tridimensional estructural en ETABS

4.3. Consideraciones del modelo estructural

Los resultados fiables dependen del cómo se ha idealizado el modelo. Existen asunciones hechas que no son del todo ciertas, entre ellas la consideración de que no hay posibilidad de giro de la cimentación, el cual afecta el periodo, coeficiente sísmico y distribución de esfuerzos en el edificio (Blanco, 1991). La cimentación de una platea posee un gran momento de inercia al giro dada sus dimensiones, por lo tanto, en el presente edificio se está lo suficientemente cerca del empotrado para asumir dicha consideración. El diafragma rígido asumido depende de la cantidad de aberturas que posee el edificio, además de la relación de aspecto entre el largo y el ancho, el problema es que pueda sufrir diferentes movimientos sísmicos aplicados en sus extremos, situación que puede producir resultados indeseables (Blanco, 1991). El edificio a evaluar posee irregularidad por diafragma rígido dado se encuentra contemplado esta característica del modelo en la amplificación de desplazamientos inelásticos según la norma E030 (Sencico, 2018). Por último, una dificultad más es el proceso constructivo dado que pueden incurrir en deformaciones axiales de los elementos verticales, sin embargo en edificios de muros de ductilidad dada la gran área que tienen cada muro no se tiene este problema (Blanco, 1991).

4.4. Parámetros del análisis sísmico

4.4.1. Zonificación sísmica del Perú: Factor Z

La zonificación para un edificio en el distrito de Carabayllo, es la zona 4, entonces, la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años en un periodo de retorno de 475 años es de 0.45g según el artículo 10.2 de la E030 (Sencico, 2018).

4.4.2. Condiciones geotécnicas: Factor S y TP

El tipo de suelo sobre el cual se va a cimentar se considera un suelo intermedio y le corresponde un perfil tipo S2 según el artículo 12.1.4 de la norma E030 (Sencico, 2018). Para el cálculo de S y TP se sabe la zonificación y tipo de suelo, así se obtuvo el valor de 1.05 para S y 0.6 para TP según la norma E030 (Sencico, 2018).

4.4.3. Factor de amplificación sísmica: Factor C

El periodo de una edificación rígida como la de MDL se puede determinar como la altura del edificio sobre 60 según el artículo 28.4.1 de la norma E030 como valor inicial (Sencico, 2018). Dado que el valor del periodo (0.2) es menor al valor del TP, entonces el valor de C es 2.5 según el artículo 14 de la norma E030 (Sencico, 2018).

4.4.4. Categoría de las edificaciones: Factor U

El edificio a diseñar es una vivienda multifamiliar y encaja en el la categoría C de edificaciones comunes con un valor de U de 1 según el artículo 15 de la norma E030 (Sencico, 2018).

4.4.5. Sistema estructural: Coeficiente de reducción R

El edificio tiene el sistema estructural de muros de ductilidad limitada, así que le corresponde un coeficiente básico de reducción R de 4 según la norma E030 (Sencico, 2018). Sin embargo, existe una reducción porque es una estructura irregular en planta por discontinuidad del diafragma según la tabla N°9 de la norma E030 (Sencico, 2018). El edificio en una sección transversal ubicada por la zona de escaleras entre los ejes “D” y “E” tiene un área menor al 25 % de la sección total. La Tabla 4.1 muestra las justificaciones de las áreas.

Tabla 4.1: Tabla de áreas de secciones

Franja completa		Franja en análisis	
A (m)	32.3	A (m)	5
B (m)	2.5	B (m)	2.5
$A_{total} (m^2)$	80.75	$A_{analizada} (m^2)$	12.5

Debido a la discontinuidad en el diafragma se reduce a 0.85 el valor inicial de R, por lo tanto el factor R es 3.4.

4.5. Análisis estático

4.5.1. Generalidades

El análisis estático es un método para calcular la respuesta del edificio frente a solicitaciones sísmicas mediante la aplicación de cargas en cada nivel. Para el caso del edificio presentado,

el cual es de MDL, irregular y menor a 15 metros de altura, solo requeriría un análisis estático según el artículo 28.1.2 de la norma E030 (Sencico, 2018). Sin embargo, con el fin de tener resultados más precisos se realizará el análisis dinámico.

4.5.2. Periodo fundamental

Se puede tener un aproximado del periodo fundamental de 0.2 segundos para ambas direcciones como cálculo previo, tal como lo señala el artículo 28.4.1 de la norma E030 (Sencico, 2018).

4.5.3. Fuerza cortante mínima en la base

La fuerza cortante en la base queda determina en el artículo 28.2.1 de la norma E030 mediante la ecuación 2.1 (Sencico, 2018). Además, también se restringe el valor de C/R a un mínimo de 0.11. Se verifica que el valor de C/R sea mayor al mínimo:

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{3.4} = 0.735 \geq 0.11 \quad (4.1)$$

Por lo tanto, sí cumple con el mínimo valor de C/R. Además, el valor de la cortante dinámica en la base debe tener un valor mínimo del 80% de la cortante estática para estructuras regulares y del 90% para estructuras irregulares de acuerdo al artículo 29.4.1 de la norma E030 (Sencico, 2018).

4.5.4. Peso de la edificación

Para la estimación del peso de la edificación se tomará el 100% de carga muerta y el 25% de la carga viva según el artículo 26 de la norma E030 para un edificio de categoría C (Sencico, 2018). El peso sísmico del edificio se encuentra muestra en la tabla 4.2.

Tabla 4.2: masa sísmica, peso y peso por m^2

Piso	Masa sísmica en X y Y ($ton \cdot s^2/m$)	Peso sísmico (ton)	Peso por m^2 (ton/m^2)
5	32.52	318.98	0.61
4	43.52	426.92	0.82
3	43.52	426.92	0.82
2	43.52	426.92	0.82
1	43.52	426.92	0.82
	Total	2026.65	

4.5.5. Cortante basal estático

La cortante estática se calcula según el artículo 28.2.1 de la norma E030 con la ecuación 4.2 (Sencico, 2018).

$$V_{\text{estático}} = \frac{ZUCS}{R} P_{\text{sísmico}} \quad (4.2)$$

Definido los parámetros sísmicos en la sección 4.4 se procede a calcular la cortante estática.

$$V_{\text{estático}} = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1.05}{3.4} \cdot 2027 = 704.3 \text{ ton}$$

La cortante estática representa el 34.7% del peso sísmico total.

4.6. Análisis dinámico

4.6.1. Generalidades

El análisis dinámico del edificio se realizará mediante un procedimiento modal espectral según el artículo 29 de la norma E030 (Sencico, 2018). El procedimiento modal espectral se realiza dado que las estructuras convencionales tienen una resistencia lateral menor respecto a una resistencia suficiente para mantener la estructura elástica (Muñoz, 2009). Por lo tanto es necesario un procedimiento que considere desplazamientos inelásticos dado que ante terremotos severos se saldrá la estructura del rango elástico (Muñoz, 2009). Los espectros inelásticos junto a las características de las estructuras permiten estimar el desplazamiento, la ductilidad y el factor de reducción (Muñoz, 2009). Por último para determinar la respuesta total al considerar todos los modos se utiliza la regla de la combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas en inglés) (Chopra, 2014).

4.6.2. Análisis de modos de vibración

Los modos de vibración son parte del cálculo para la estimación de la respuesta tanto en desplazamientos como en fuerzas, de este modo los modos con mayor participación serán mayor reflejo de la respuesta total de la estructura (Chopra, 2014). Se tiene un modo de vibración por cada grado de libertad y en cada piso existen tres grados de libertad, entonces la estructura presenta 15 modos de vibración. Se presentan los modos en la tabla 4.3.

Tabla 4.3: Modos de vibración y masas participativas

Modo	Periodo	Masa participativa X-X	Masa participativa Y-Y	Masa participativa rotación en Z
1	0.196	0.00	0.70	0.00
2	0.132	0.24	0.00	0.48
3	0.113	0.48	0.00	0.24
4	0.042	0.00	0.21	0.00
5	0.032	0.08	0.00	0.13
6	0.028	0.13	0.00	0.07
7	0.019	0.00	0.06	0.00
8	0.016	0.02	0.00	0.03
9	0.014	0.03	0.00	0.02
10	0.013	0.00	0.02	0.00
11	0.011	0.01	0.00	0.01
12	0.01	0.00	0.01	0.00
13	0.009	0.01	0.00	0.01
14	0.009	0.00	0.00	0.00
15	0.008	0.00	0.00	0.00

La estructura muestra que el primer modo de vibración es de traslación en Y, el segundo es de rotación en Z y el tercero es de traslación en X. Se analizó el edificio en traslación pura y se obtuvo para el eje X un periodo de 0.118 segundos y para el eje Y 0.205 segundos.

4.6.3. Análisis por desplazamiento

Se presentan los desplazamientos laterales en ambas direcciones en la tabla 4.4.

Tabla 4.4: Desplazamientos laterales máximos en la dirección X y Y

Nivel	Desplazamiento máximo X (mm)	Desplazamiento máximo Y (mm)
Nivel 5	6.24	14.38
Nivel 4	4.75	10.68
Nivel 3	3.21	7.02
Nivel 2	1.78	3.71
Nivel 1	0.61	1.18

Para el cálculo de la deriva se tiene que multiplicar el desplazamiento elástico por un factor para conseguir el desplazamiento inelástico. El factor de multiplicación para estructuras irregulares es de 0.85R según el artículo 31.1 (Sencico, 2018). Para el caso presentado el factor de

desplazamiento inelástico es de 2.89. Se presentará en la tabla 4.5 las deriva inelástica en el eje X y la deriva inelástico en el eje Y en la tabla 4.6.

Tabla 4.5: Derivas inelásticas en la dirección X

Nivel	Altura de entrepiso(m)	Deriva inelástica (‰)
5	2.4	0.64
4	2.4	0.63
3	2.4	0.60
2	2.4	0.49
1	2.4	0.26

Tabla 4.6: Derivas inelásticas en la dirección Y

Nivel	Altura de entrepiso(m)	Deriva inelástica (‰)
5	2.4	1.55
4	2.4	1.53
3	2.4	1.38
2	2.4	1.06
1	2.4	0.49

Cabe resaltar que para el primer nivel se ha considerado la altura de entrepiso desde la parte superior de la platea de cimentación. Acorde al artículo 32 y tabla 11 de la norma E030 la deriva máxima es de 5 ‰ y la deriva máxima de la estructura es de 0.64 ‰ en la dirección X y en la dirección Y es de 1.55 ‰ (Sencico, 2018) . Por lo tanto, cumple con la norma por desplazamientos.

4.6.4. Cortante de diseño

La cortante dinámica se debe escalar como mínimo al 90 % de la cortante estática para estructuras irregulares según el artículo 29.4.1 (Sencico, 2018). El valor de escalonamiento se debe de aplicar como un factor proporcional a los resultados, salvo los desplazamientos. El factor de amplificación para ambas direcciones se calcula en la tabla 4.7.

Tabla 4.7: Cortante estático, dinámico y factor de amplificación

0.9V _x - estático (ton)	0.9V _y - Estático (ton)	V _x - Dinámico (ton)	V _y - Dinámico (ton)	Factor X	Factor Y
634	634	534	518	1.18	1.22

4.6.5. Junta de separación sísmica

La distancia de separación entre edificios “S” es definida en el artículo 33 de la norma E030 (Sencico, 2018). La distancia mínima de la junta según el artículo 33.3 de la norma E030 es de $\frac{2}{3}$ el desplazamiento máximo, el cual en la dirección X es de 6.3 mm y en la dirección Y es de 14.4 mm. Por lo tanto, la junta mínima en la dirección X es de 4.16 mm y en la dirección Y sería de 9.6 mm. El artículo 33.2 establece una distancia mínima de “S” como 3cm o $0.006h$, el que sea mayor. La altura de la edificación es de 12m, entonces “S” tiene el valor mínimo de 7.2cm, por lo tanto acorde al artículo 33.4 de la norma E030 como mínimo tiene que haber una separación “S/2”, por lo tanto la junta queda definida como una separación de 3.6cm en ambas direcciones.



5. Diseño de losa maciza

5.1. Consideraciones para el diseño de losa

Se presentan en esta sección consideraciones generales de diseño según la norma E060 (Sencico, 2009). Se han limitado los paños según el artículo 13.2.4 de la norma E060, donde se define un paño como un área limitada por los ejes de columnas, vigas o muros que existan en sus bordes (Sencico, 2009). El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no deberá ser mayor al doble del espesor de la losa según el artículo 13.3.2. Para el diseño se ha considerado en el cálculo del peralte efectivo (d) una disminución de 2.5cm al valor de la altura la losa. La resistencia del concreto para el diseño de la losa maciza es de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$. La combinación de cargas de diseño para las losas es de 1.4 CM + 1.7 CV correspondiente a cargas de gravedad (carga muerta y viva respectivamente).

5.2. Modelo estructural de losa maciza

Para el análisis de las losas se desarrolló un modelo basado en elementos finitos en el programa SAP2000 versión 20.2.0, en el cual se desarrollará el cálculo de deflexiones, momento flector y fuerza cortante bajo cargas de gravedad. Para el modelo se considerará las losas como elemento *shell-thin* de 10 y 20 centímetros de espesor, los muros se consideran como apoyos y las cargas de los parapetos se representan mediante *frames* tipo *none*. Se muestra la vista en planta del modelo estructural en SAP2000 en la figura 5.1.



Figura 5.1: Modelo de la losa maciza en el *software* SAP2000

5.2.1. Resultado del modelo estructural de la losa maciza

Se presenta para la combinación de carga última la deformada de la losa maciza en SAP2000 en la figura 5.2. El diagrama de fuerza cortante se observa en la dirección X en la figura 5.3 y en la dirección Y en la figura 5.4. El diagrama de momento flector se observa en la dirección X en la figura 5.5 y en la dirección Y en la figura 5.6.

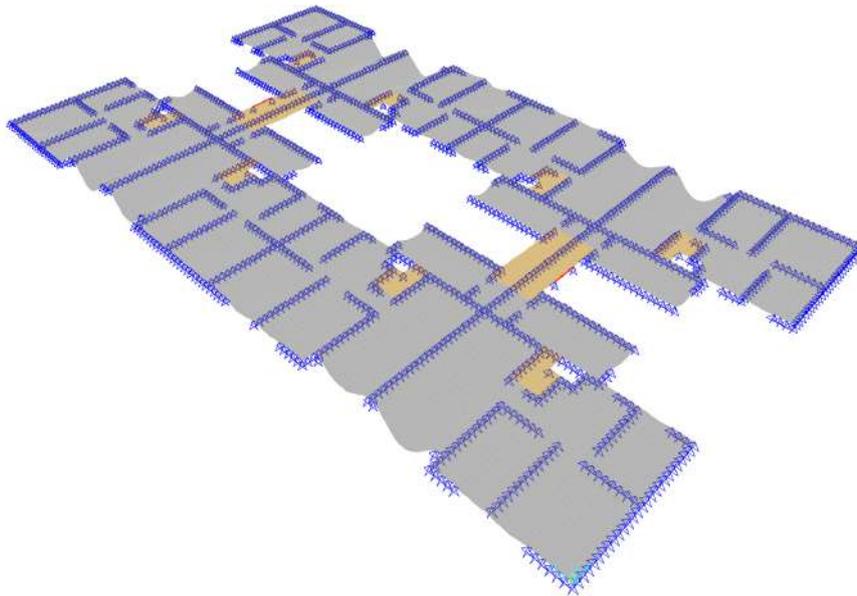


Figura 5.2: Deformada de la losa maciza

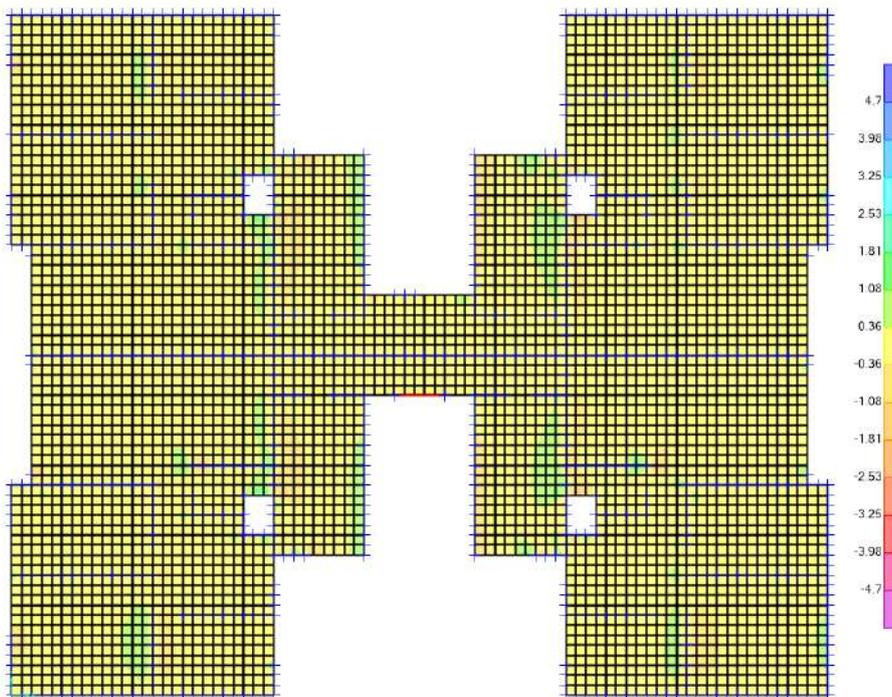


Figura 5.3: Diagrama de fuerza cortante para carga última de diseño en la dirección X (ton)

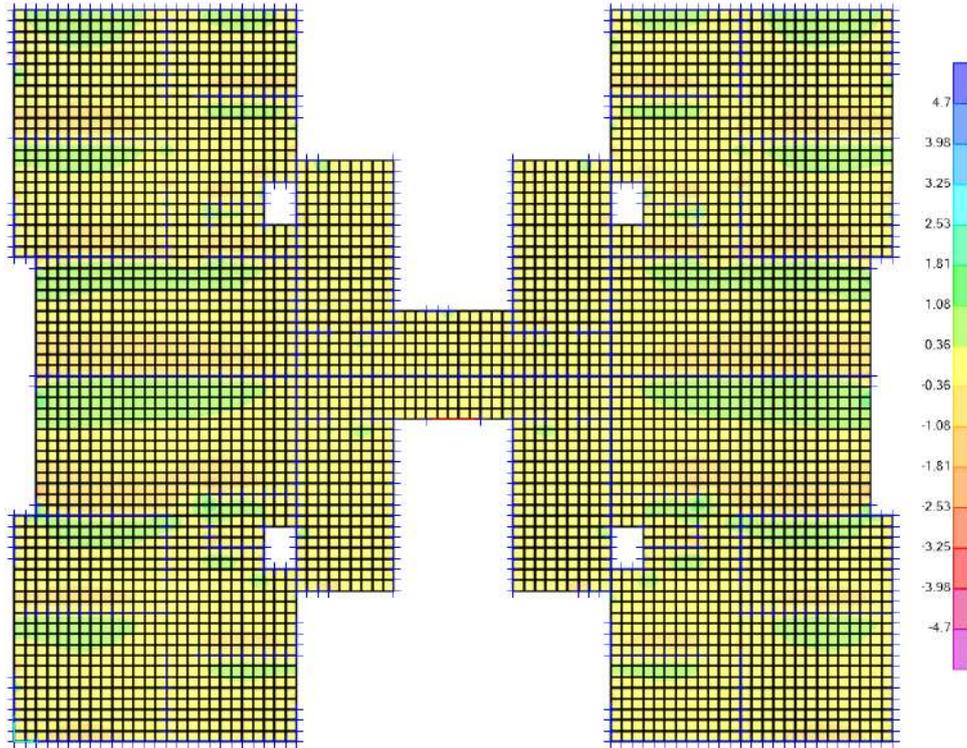


Figura 5.4: Diagrama de fuerza cortante para carga última de diseño en la dirección Y (ton)

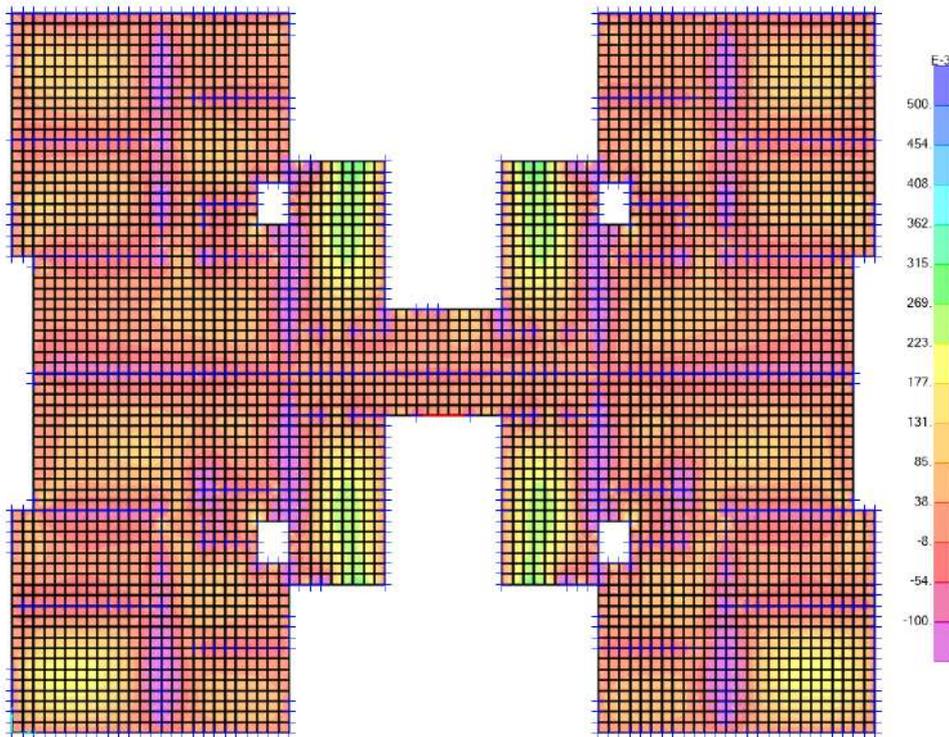


Figura 5.5: Diagrama de momento flector para carga última de diseño en la dirección X (ton-m)

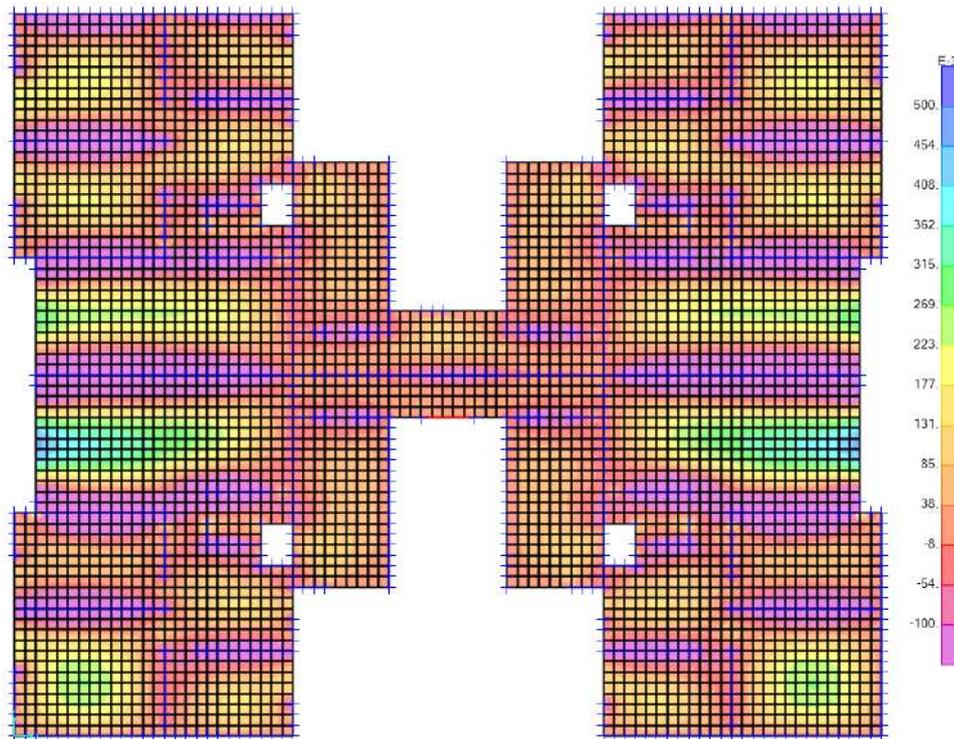


Figura 5.6: Diagrama de momento flector para carga última de diseño en la dirección Y (ton-m)

5.3. Diseño por corte

Para el diseño por cortante se hará en base al artículo 11.1.1, donde la resistencia nominal se debe íntegramente a la contribución del concreto (Sencico, 2009). Para el cálculo de la cortante actuante se tomará el valor de la cortante bajo el caso de carga de diseño del modelo de losa maciza en SAP2000 y se procede a verificar si la cortante resistente del concreto es mayor para determinar que el espesor sea suficiente. El diseño por cortante según el artículo 11.1.1 de la E060 indica que la fuerza cortante última debe ser menor a la cortante resistente por diseño y como máximo puede tomar el valor de la cortante nominal como se muestra en la ecuación 5.1 (Sencico, 2009).

$$V_u < \phi V_n \quad (5.1)$$

La contribución de fuerza cortante del concreto queda determinada por la ecuación 5.2 según el artículo 11.28 de la norma E060 (Sencico, 2009).

$$\phi V_c = \phi \sqrt{f'_c} b d \quad (5.2)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción por corte

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concretos

b = ancho de la losa

d = peralte efectivo de la losa

5.4. Diseño por flexión

El diseño de losas en dos direcciones se realiza en casos en el cual la relación de lados no supera la relación de 2, caso contrario estaría trabajando principalmente en una sola dirección. Para el cálculo del acero requerido en secciones rectangulares como vigas o losas de concreto armado se calculará la profundidad del bloque de compresiones (a) y la resistencia nominal (M_n) mediante las siguientes ecuaciones 5.3 y 5.4.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} \quad (5.3)$$

$$\phi M_n = 0.90 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.4)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción por flexión

M_n = Momento nominal

A_s = Área del acero

f_y = esfuerzo de fluencia del acero

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto

b = ancho de la losa

d = peralte efectivo de la losa

En el diseño por resistencia (LRFD) se tiene que cumplir que el momento último según la combinación de carga debe ser menor que la resistencia de diseño ϕM_n . El acero máximo está en función del acero balanceado, el mismo que limita la cantidad de acero para asegurar que tenga una falla dúctil. La cuantía balanceada se halla mediante la ecuación 5.5 y 5.6.

$$\rho_b = \frac{0.85 \sqrt{f'c} \beta_1 c_b}{f_y d} \quad (5.5)$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c_b} = \frac{\epsilon_s}{d - c_b} \quad (5.6)$$

Donde:

β_1 = Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro

c_b = Profundidad del eje neutro

ϵ_{cu} = Deformación unitaria máxima del concreto en compresión

ϵ_s = Deformación del acero en tracción

Para el cálculo del acero máximo se tendrá la ecuación 5.7.

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.75 \rho b d \quad (5.7)$$

Según el artículo 9.7.2 el área de acero mínimo por temperatura viene determinada por la ecuación 5.8 (Sencico, 2009).

$$A_{sm\acute{i}n} = 0.0018 b h \quad (5.8)$$

Donde:

b = Ancho de la losa

h = Altura o espesor de la losa

5.5. Cálculo de deflexiones

El cálculo de deflexiones para losas en dos direcciones sin vigas interiores se debe de realizar según el artículo 9.6.3.1, donde se exige satisfacer los requisitos de 9.6.3.2 o 9.6.3.4. El artículo 9.6.3.2 exige un mínimo de 125mm de espesor para losas sin ábacos (Sencico, 2009). El artículo 9.6.3.4 permiten espesores menores siempre y cuando se satisfaga la tabla 9.2 de la E060 (Sencico, 2009). En la tabla 9.2 exige no sobrepasar una deformación máxima acorde al tipo de elemento de techos o pisos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales. La deflexión total se considera como la suma de la deflexión a largo plazo y la deflexión inmediata. El límite de deflexión en caso de no ser susceptible a sufrir daños por grandes deflexiones es la longitud de la losa sobre 240. Las deflexiones inmediatas aparecen debido a las cargas de servicio. La inercia para el cálculo de estas puede ser de dos tipos:

- Realizar el cálculo para deflexiones con la inercia bruta
- Realizar el cálculo para deflexiones con la inercia agrietada

La inercia a utilizar dependerá si el momento de rotura es mayor al de servicio para usar la sección agrietada. Según el artículo 9.6.2.4 el cálculo de las deflexiones se hará suponiendo que la rigidez en flexión (E_c, I_e) es constante y el momento de inercia será un ponderado acorde a las condiciones de la losa, tal como se observa en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Fórmulas de inercia promedio

Condición	Fórmula de la inercia promedio
Elementos continuos	$(I_{e1} + I_{e2} + 2 \cdot I_{e3})/4$
Continuo solo en un extremo	$(I_{e2} + 2 \cdot I_{e3})/3$
Apoyados en ambos extremos	I_{e3}
Voladizo	I_{e1}

Donde I_{e1} e I_{e2} representan el momento de inercia en el apoyo y I_{e3} representa el momento de inercia en el tramo central. Para el cálculo de las deflexiones diferidas o adicionales en el tiempo se podrá calcular como el valor de la deflexión inmediata multiplicada por un factor $\Delta\lambda$ según el artículo 9.6.2.5 de la E060 (Sencico, 2009).

$$\Delta\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho'} \quad (5.9)$$

Donde:

ε : Constante que depende del tiempo que va a sostener la carga. Para más de cinco años tiene un valor de 2.

ρ' : Cuantía del acero en compresión calculado en la mitad de la luz para tramos simples y continuos, por otro lado, en el punto de apoyo para voladizos.

5.6. Método de Kalmanok para la verificación de momentos flectores

El método de Kalmanok permite conocer el momento flector, reacciones y deflexiones de paños rectangulares si se tiene como datos de entrada las condiciones de borde y el tipo de carga (Kalmanok et al., 1961). Este método se empleará para validar el momento flector calculado con el *software* SAP2000 tal como se mostró en la sección 5.2.

El método consiste en ingresar a una tabla de doble entrada de doble entrada, donde se necesita ingresar la relación de lados por un lado y del otro lado, se elige si desea conocer el momento en los extremos o en el centro del paño. La tabla se elige acorde al tipo de carga y a las condiciones de borde (apoyado o empotrado), tal como se muestra en la figura 5.7.

Condiciones de borde y tipo de carga

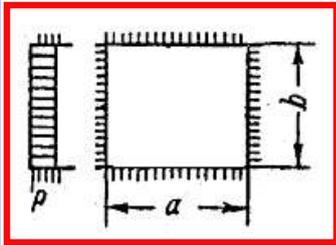


Tabla 17. — Placa rectangular, empotrada en todo el contorno, solicitada por una carga uniformemente distribuída.

Momento en los extremos y en el centro del paño para ambos lados (a y b)

Relación de lados $\frac{a}{b}$	w_{cp}	M_a^o	M_b^o	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	R_a	R_b
		0,50	0,00251	-0,0826	-0,0560		
0,55	0,00245	-0,0806	-0,0561	0,0385	0,0055	0,242	0,667
0,60	0,00235	-0,0784	-0,0562	0,0367	0,0076	0,244	0,589
0,65	0,00222	-0,0759	-0,0565	0,0346	0,0096	0,247	0,522
0,70	0,00209	-0,0731	-0,0568	0,0322	0,0114	0,249	0,466
0,75	0,00197	-0,0698	-0,0564	0,0297	0,0129	0,250	0,417
0,80	0,00184	-0,0661	-0,0558	0,0271	0,0143	0,251	0,374
0,85	0,00170	-0,0620	-0,0550	0,0246	0,0156	0,251	0,337
0,90	0,00156	-0,0580	-0,0540	0,0222	0,0167	0,251	0,305
0,95	0,00142	-0,0543	-0,0527	0,0198	0,0173	0,251	0,276
1,00	0,00127	-0,0511	-0,0511	0,0176	0,0176	0,250	0,250

Figura 5.7: Uso de la tabla de Kalmanok. Tomado de (Kalmanok et al., 1961)

Luego de ingresar a la tabla de doble entrada se procede a calcular el momento mediante la ecuación 5.10.

$$M = f_{tabla} \cdot p \cdot lado_{menor}^2 \tag{5.10}$$

Donde:

f: Valor obtenida de la tabla de Kalmanok

p: Valor de la carga distribuida

lado: Longitud del lado menor

5.7. Cálculo del peralte de la losa de conexión

Se denomina losa de conexión cuando esta une a dos bloques que podrían trabajar de forma independiente. Para el cálculo del peralte de esta losa, se plantea el análisis mediante un análisis estático de cada bloque independientemente y se coloca la losa de conexión como un elemento *shell* con el fin de calcular la fuerza cortante en la dirección de las fuerzas como se observa en

la figura 5.8.

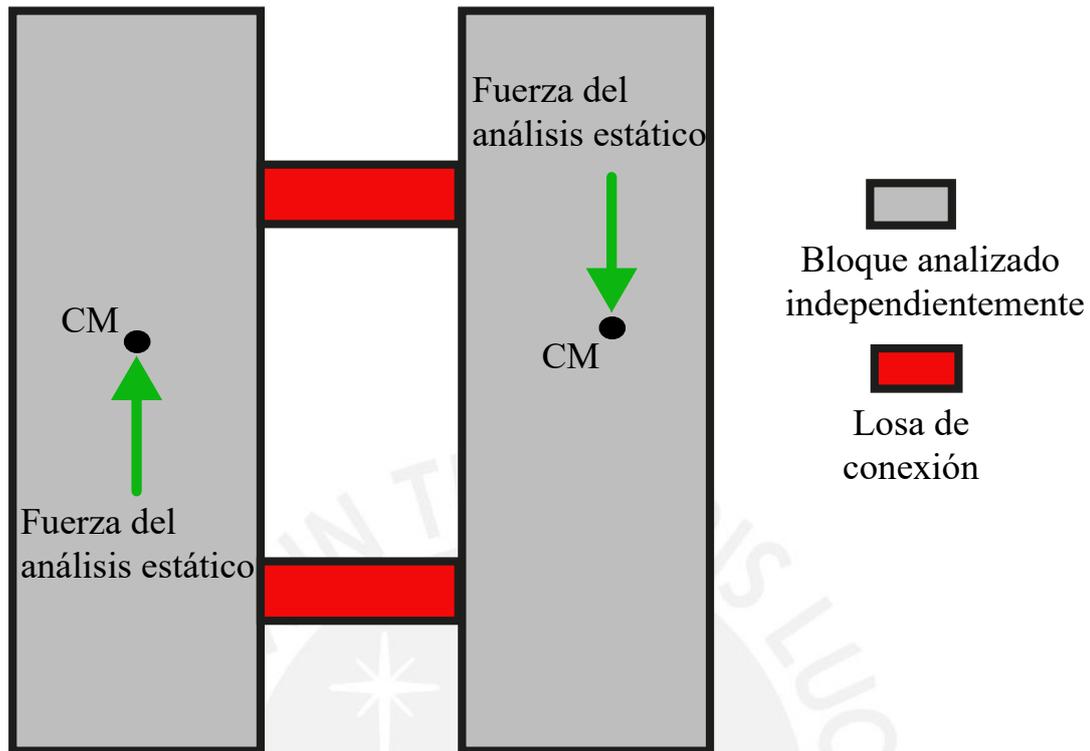


Figura 5.8: Planteamiento del análisis para el cálculo del peralte en losa de conexión

5.7.1. Análisis estático de los bloques independientes

Los dos bloques independientes son simétricos, por ello, solo se ha realizado el análisis estático a uno. Los parámetros sísmicos de un bloque y el cálculo de la cortante basal se calcula en la tabla 5.2.

Tabla 5.2: Parámetros sísmicos del bloque independiente y cálculo de la cortante basal

	Bloque aislado
T(seg)	0.2
Z	0.45
U	1
C	2.5
S	1.05
R	4
Peso(ton)	986
V estático basal(ton)	291.2

5.7.2. Cálculo de la distribución de fuerzas en altura

La distribución de fuerzas en altura se ha calculado según el artículo 28.3 de la norma E030 (Sencico, 2018). La fuerza en cada nivel se considera como una parte de la cortante estática acorde a la ecuación 5.11.

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (5.11)$$

Donde:

F_i = Fuerza en el nivel i

α = Factor que determina la parte de la cortante basal que corresponde a la fuerza en el nivel i

V = Cortante basal estática

El valor de α se determina con la ecuación 5.12.

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (5.12)$$

Donde:

P_i = Peso en el nivel i

h_i = Altura del nivel i respecto del nivel del suelo

k = exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración, para periodos menores a 0.5 segundos, $k = 1$.

Con lo anterior mencionado, se calculan las fuerzas estáticas en cada nivel y se muestran en la tabla 5.3.

Tabla 5.3: Fuerzas en cada nivel según el método de análisis estático

Nivel	P_i (ton)	h_i (m)	%V	F_i (ton)
5	154.7	12	0.27	79.0
4	207.7	9.6	0.29	84.9
3	207.7	7.2	0.22	63.7
2	207.7	4.8	0.15	42.4
1	207.7	2.4	0.07	21.2

Al aplicar estas fuerzas en el centro de masa, en la dirección YY y en sentidos opuestos en cada bloque independiente como se muestra en la figura 5.8 se calculan las cortantes basales en el mismo sentido que las fuerzas en cada nivel y se muestra en la tabla 5.4.

Tabla 5.4: Fuerza cortante en las losas de conexión en cada nivel

Nivel	Fuerza cortante (ton)
5	30
4	25
3	18.5
2	11
1	4

5.7.3. Cálculo del peralte de la losa de conexión

La losa de conexión se idealiza como una viga para determinar la resistencia por corte debido al aporte del concreto. Esta viga tiene un peralte de 260cm y un ancho que va a corresponder al peralte que se le coloque a la losa de conexión debido a la fuerza cortante calculada en la tabla 5.4 como se observa en la figura 5.9.

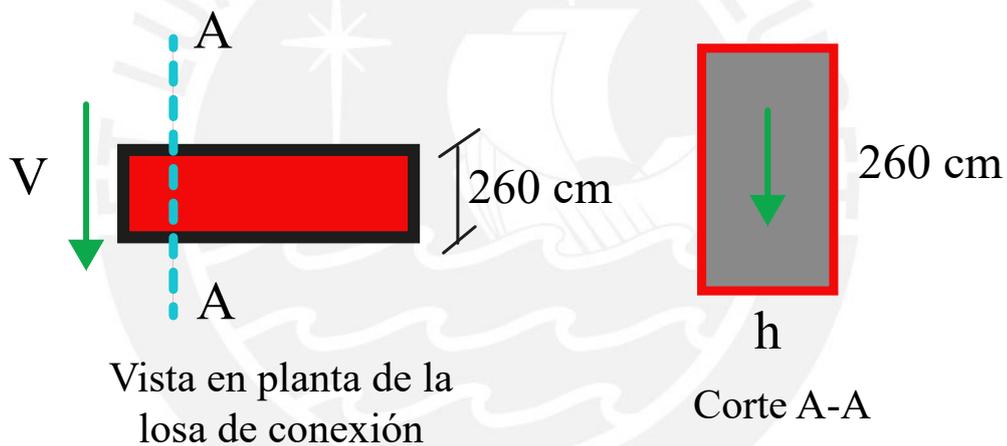


Figura 5.9: Idealización de la losa de conexión como viga

Dado que en el nivel 5 la fuerza cortante es de 30 ton, se elige un peralte de 20cm para la losa de conexión con el fin de cumplir la demanda por corte. El aporte del concreto a la resistencia por corte es:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 20 \cdot 254 = 30.3 \text{ ton}$$

5.8. Ejemplo de diseño de losa maciza

Se realizará el diseño de dos paños de la losa seleccionados en la figura 5.10.

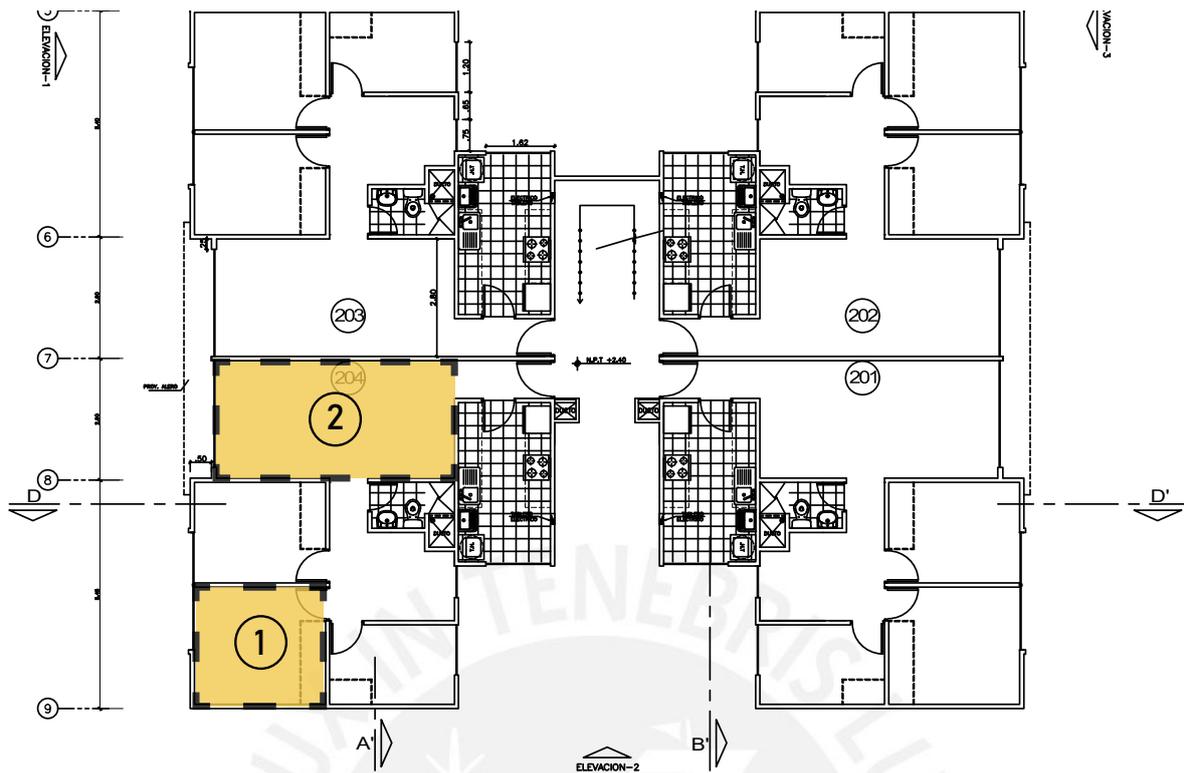


Figura 5.10: Paños 1 y 2 seleccionados a analizar

Para el diseño de la losa se usa el análisis realizado en SAP2000 con las cargas que se expusieron en las tablas del capítulo 3.1 para calcular la fuerza cortante, momento flector y deflexiones. Las características de los paños se presentan en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5: Características de paños a analizar

	Paño 1	Paño 2
Dimensiones (m)	2.80 x 3.20	3.0 x 6.20
Carga última muerta 1.4CM (kg/cm^2)	406	406
Carga última viva 1.7CV (kg/cm^2)	340	340
Combinación de carga 1.4CM+1.7CV (kg/cm^2)	746	746
Condiciones de contorno	Apoyado en dos bordes y continuo en el interior.	Apoyado en un borde y continuo en los demás.

Primero se procede a verificar si el peralte es suficiente por corte. La contribución de fuerza cortante del concreto se calcula con la ecuación 2.2.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 100 \cdot 7.5 = 4469 \text{ kg/metro}$$

En el modelo de SAP2000 en la dirección X se obtiene una cortante última máxima de 1000 kg. Por lo tanto, no fallará por cortante ya que se encuentra bastante holgado.

Con las características de la tabla 5.5 y el modelo se obtuvieron momentos negativos y superiores mostrados en la tabla 5.6. Donde los valores correspondientes al subíndice “a” corresponden al lado más corto y el “b” al lado más largo.

Tabla 5.6: Tabla de momentos máximos y mínimos

	Paño 1	Paño 2
$M_a(\text{kg-m/m}) (-)$	350	500
$M_b(\text{kg-m/m}) (-)$	280	190
$M_a(\text{kg-m/m}) (+)$	270	460
$M_b(\text{kg-m/m}) (+)$	200	90

La validación de la orden de magnitud de los momentos del SAP2000 se realiza mediante Kalmanok y se comparan los resultados en la tabla 5.7

Tabla 5.7: Momentos máximos y mínimos según Kalmanok y SAP2000

	Kalmanok		SAP2000	
	Paño 1	Paño 2	Paño 1	Paño 2
$M_a(\text{kg-m/m}) (-)$	468	561	350	500
$M_b(\text{kg-m/m}) (-)$	440	378	280	190
$M_a(\text{kg-m/m}) (+)$	179	275	270	460
$M_b(\text{kg-m/m}) (+)$	129	19	200	90

Se muestran valores cercanos entre SAP2000 y Kalmanok, se utiliza para el diseño los valores de SAP2000 debido a que este *software* toma en consideración mejor la condiciones de borde y la relación de inercias entre los elementos estructurales.

Se calcula la cantidad de acero positivo y negativo necesario para los diferentes momentos calculados anteriormente en la tabla 5.6, los cuales se muestran en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8: Cantidad de acero requerido en la losa

Solicitaciones	Paño 1		Paño 2	
	Momento (kg-m/m)	Acero Requerido (cm^2)	Momento (kg-m/m)	Acero Requerido (cm^2)
$M_a (-)$	350	1.26	530	1.94
$M_b (-)$	280	1.01	190	0.68
$M_a (+)$	270	0.97	500	1.83
$M_b (+)$	200	0.72	90	0.32

Se calcula el acero mínimo para la losa según la ecuación 5.8.

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 10 = 1.8cm^2/ml$$

Se coloca el acero inferior igual al mínimo, es decir $1.8cm^2/ml$. El acero superior se coloca en los apoyos y bordes para tomar los momentos negativos. El acero colocado se muestra en la tabla 5.9. La representación visual del acero colocado en el paño 1 se observa en la figura 5.11 y del paño 2 en la figura 5.12.

Tabla 5.9: Acero colocado en paños seleccionados

		Acero colocado	As colocado (cm^2)	As requerido (cm^2)
Paño 1	Refuerzo inferior	1 malla 8mm @0.25	2	0.97 y 0.72
	Refuerzo superior	Bastón de 8mm @0.375	1.33	1.26 y 1.01
Paño 2	Refuerzo inferior	1 malla 8mm @0.25 y 1 malla 8mm @0.25+ bastón de 6mm@0.25	2 y 2.8	0.32 y 1.83
	Refuerzo superior	Bastón de 8mm @0.25 y bastón de 6mm@0.25	2 y 0.8	1.94 y 0.68

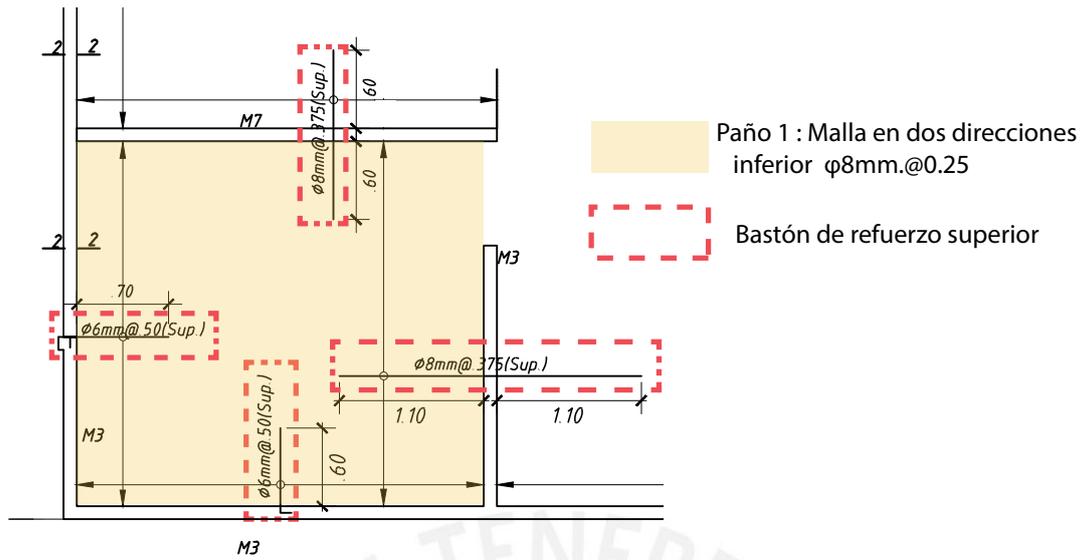


Figura 5.11: Diseño del paño 1 de losa maciza

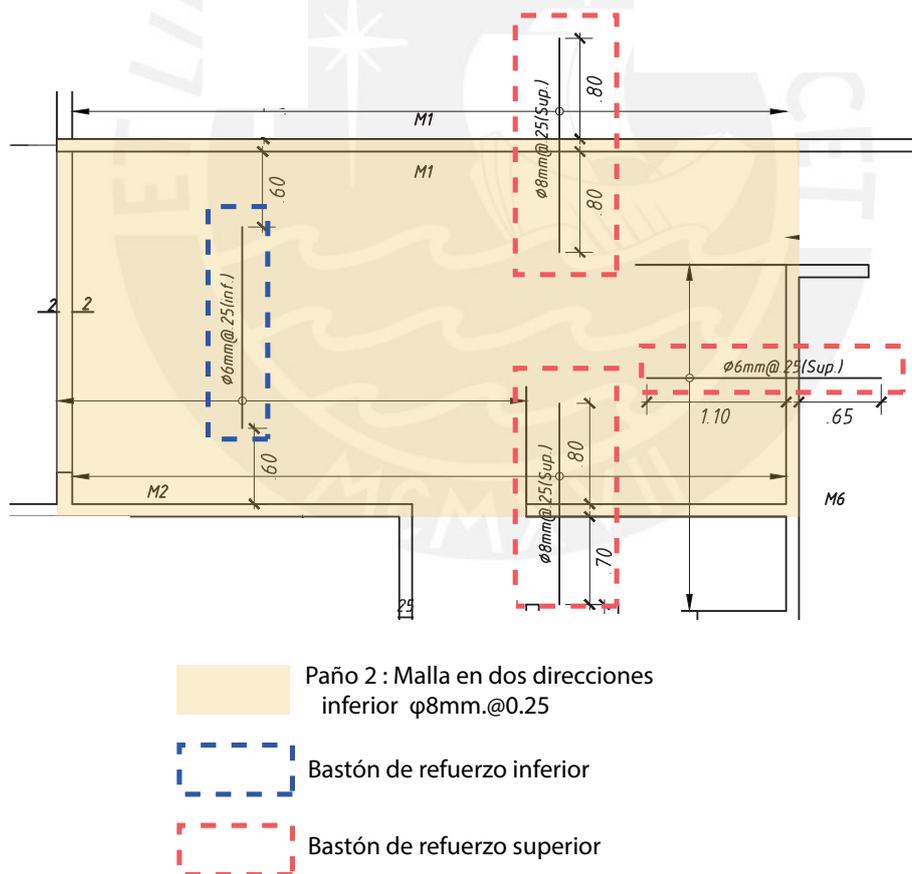


Figura 5.12: Diseño del paño 2 de losa maciza

Por último, se va a verificar que el acero máximo sea menor al acero colocado, para ello se hará primero el cálculo del eje neutro, acero balanceado y en función de este se calculará el acero

máximo con las ecuaciones 5.5, 5.6 y 5.7.

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{4200}{(2 \cdot 10^6 \cdot (7.5 - c_b))}; c_b = 4.41 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{balanceado}} = \rho_b b d = \frac{0.85 \cdot 175 \cdot 4.41 \cdot 0.85}{4200 \cdot 7.5} \cdot 100 \cdot 7.5 = 13.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{max}} = 0.75 \rho_b b d = 0.75 \cdot 13.28 = 9.96 \text{ cm}^2$$

El acero máximo es por mucho mayor al acero colocado. Por último, se van a verificar las deflexiones en ambos paños bajo cargas de servicio, para ello en el programa SAP2000 se van a medir las deflexiones máximas y momentos tanto para carga muerta como para carga viva en el tramo más crítico. Si no se han agrietado producto de momentos flectores mayores al momento de agrietamiento entonces se va a tomar la inercia bruta. En la tabla 5.10 se presentan los valores para el cálculo de las deflexiones con el uso de la ecuación 5.9.

Tabla 5.10: Tabla de cálculo de las deflexiones permisibles y actuantes

	Paño 1	Paño 2
M_{cr} (kg-m)	430	430
$M_{servicio+}$ (kg-m)	175	300
$M_{servicio-}$ (kg-m)	210	300 y 380
I_{bruta} (cm ⁴)	8333.33	8333.33
Deflexión muerta(cm)	0.04	0.06
Deflexión viva(cm)	0.03	0.04
ϵ	2	2
$\Delta\lambda$	2	2
Deflexión diferida muerta (cm)	0.08	0.12
30% de deflexión diferida viva (cm)	0.018	0.024
Deflexión total (cm)	0.098	0.144
Longitud de análisis (cm)	280	300
Deflexión permisible (L/240)(cm)	1.17	1.25

En el artículo 9.6.2.5 de la norma E060 se menciona que la deflexión diferida viva se toma como una porción que se prevé actuará permanentemente y para este caso se considera un 30% (Sencico, 2009). Por último, se concluye que la deflexión permisible es mayor a la actuante y no es necesaria una contraflecha.

6. Diseño de muros

6.1. Consideraciones para el diseño de muros

Para el diseño de los muros se usa principalmente los capítulos 11,14 y 21 de la norma E060 que corresponden a corte general, disposiciones para muros y disposiciones para sismo respectivamente (Sencico, 2009).

6.2. Diseño por flexocompresión y compresión

Cuando el elemento estructural resiste no solo momentos flectores si no, también importantes cargas axiales se debe de realizar una curva de interacción con el fin de tener suficiente refuerzo longitudinal para que las solicitaciones se encuentran dentro del diagrama de interacción. La construcción de diagramas de interacción se logra variando la posición del eje neutro. Para cada posición supuesta del eje neutro se calcula la resistencia de la sección (P_n , M_n) hasta lograr completamente el diagrama (Ottazzi, 2018). El diagrama de interacción tiene 6 puntos notables que pueden representar el tipo de falla que van a presentar. Estos puntos notables se muestran en la figura 6.1.

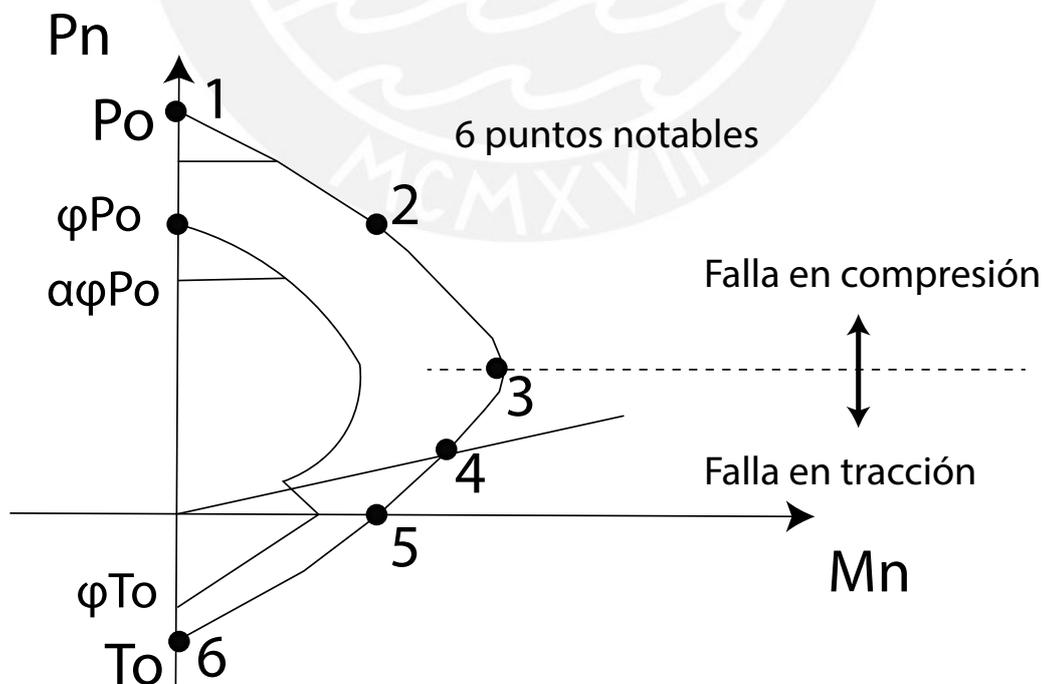


Figura 6.1: Diagrama de flexocompresión. Adaptado de (Ottazzi, 2018)

Los comportamientos básicamente se dividen en dos. Uno en falla por compresión que se da sobre el punto 3 que es el punto de falla balanceada, donde el acero empieza a fluir y el concreto llega a su deformación máxima, en esta zona se tiene un factor de seguridad de ϕ más grande de 0.70 dado que no tiene ductilidad. El otro punto de falla es el de tracción donde sí hay ductilidad dado que el acero puede fluir. Además, cabe resaltar que el punto 4 sería un punto para iniciar una transición del valor de ϕ de 0.7 a 0.9 (Ottazzi, 2018). Por último el valor del alfa en el gráfico es de 0.8 para disminuir la carga axial máxima.

Para el cálculo de resistencia a compresión de los muros se tiene un método empírico según el artículo 14.5 de la norma E030 (Sencico, 2009). Este método es aplicable para secciones rectangulares sólidas cuando la resultante de las cargas amplificadas se encuentre dentro del tercio central del muro. La resistencia axial de diseño se determina mediante la ecuación 2.3.

6.3. Diseño por cortante

Para el cálculo de la contribución por cortante del concreto se toma en cuenta el artículo 11.10.5 de la norma E030 para calcularlo mediante la ecuación 6.1 (Sencico, 2009).

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (6.1)$$

Donde:

$A_c w$ = Área de corte de la sección transversal del muro (alma)

α_c = Coeficiente que depende de la relación entre h_m y l_m . Para un valor menor h_m/l_m menor a 1.5, muros poco esbeltos, le corresponde un valor de 0.8 y para mayores a 2, 0.53. Donde h_m es la altura de la edificación medida desde el piso en el que se encuentra hacia el último y l_m la longitud del muro.

El valor de V_c se compara si es el doble del valor de la cortante última de diseño, en dicho caso la cuantía de acero mínima es de 0.002 para refuerzo horizontal y de 0.0025 para acero vertical según el artículo 14.3.1 de la norma E060, en caso contrario se procede a aumentar a una cuantía mínima de acero horizontal de 0.0025 según el artículo 11.10.10.2 de la norma E060 y el acero vertical se calcula bajo la siguiente ecuación del artículo 11.10.10.3 de la norma

E060 (Sencico, 2009).

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(\frac{2.5 - hm}{lm} \right) \cdot (\rho_h - 0.0025) > 0.0025 \quad (6.2)$$

Donde:

ρ_v = Cuantía vertical

ρ_h = Cuantía horizontal

La contribución de la cortante del acero se calcula mediante la ecuación 6.3 mencionada en el artículo 11.10.10.1 de la norma E030 (Sencico, 2009). Por último, se corrobora que la contribución del concreto y el acero sea mayor a la cortante última.

$$V_s = A_c w \rho_h f_y \quad (6.3)$$

El valor de la cortante obtenida no debe de exceder un valor según lo indica la siguiente ecuación del artículo 11.10.4 de la norma E060 (Sencico, 2009).

$$V_n = 2.6 \sqrt{f'_c} A_c w \quad (6.4)$$

Por último se hace la comprobación entre la cortante y la flexión para asegurar que la falla por flexión se de antes que la falla por cortante. Para ello se debe de asegurar que la cortante última sea menor que la ecuación 6.5 mencionada en el artículo 21.9.5.3 de la norma E060 (Sencico, 2009).

$$V_u \leq V_{u_a} \left(\frac{M_n}{M_{u_a}} \right) \quad (6.5)$$

Donde:

V_u = Cortante última por capacidad

V_{u_a} = Cortante proveniente del análisis.

M_n = Momento nominal resistente del muro.

M_{u_a} = Momento proveniente del análisis.

El valor de M_n/M_{u_a} no debe de exceder el valor de R que para el presente edificio es 3.4. Asimismo, no es necesario calcularlo en todos los pisos, si no, en la mayor de las siguientes condiciones: dos pisos, longitud del muro, o $M_u/(4V_u)$ (Sencico, 2009).

6.4. Cálculo de la zona de confinamiento

Para calcular el valor de la profundidad del eje neutro se debe de tener un modelo de comportamiento del concreto no confinado. En la presente tesis dado que las placas no se encuentran confinada se ha usado un modelo de Hognestand para concreto no confinado donde se ajusta la deformación final a 0.003 como se muestra en la figura 6.2.

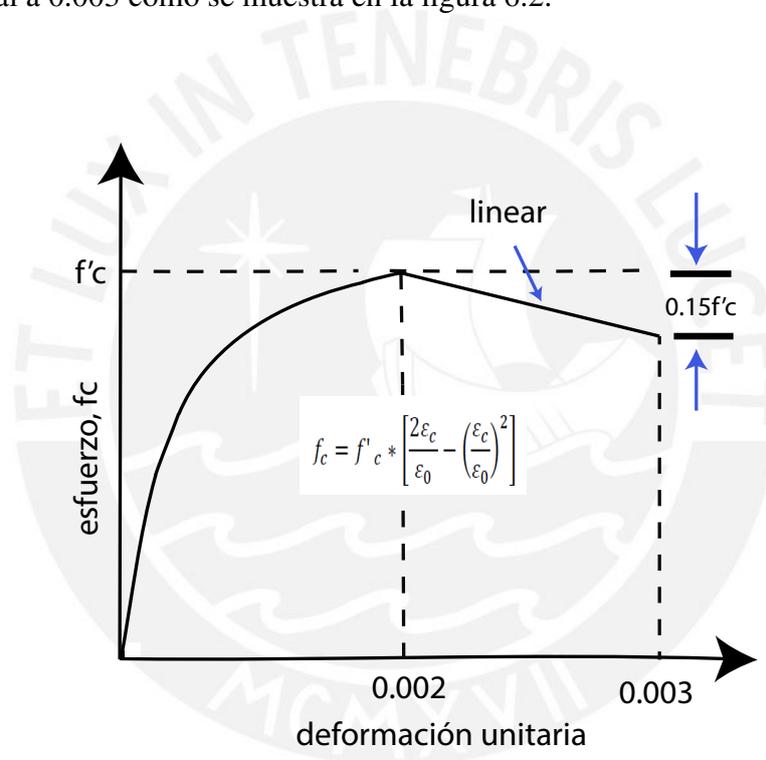


Figura 6.2: Curva esfuerzo deformación según modelo de Hognestad. Adaptado de (Park y Paulay, 1997)

Para el comportamiento del acero se usa un modelo elastoplástico sin considerar sobrerresistencia por parte del acero como se observa en la figura 6.3 . Estos modelos se han agregado al SAP2000 para así determinar la deformación del acero y del concreto y con ello el valor de la profundidad del eje neutro (Computer y Structures, 2018).

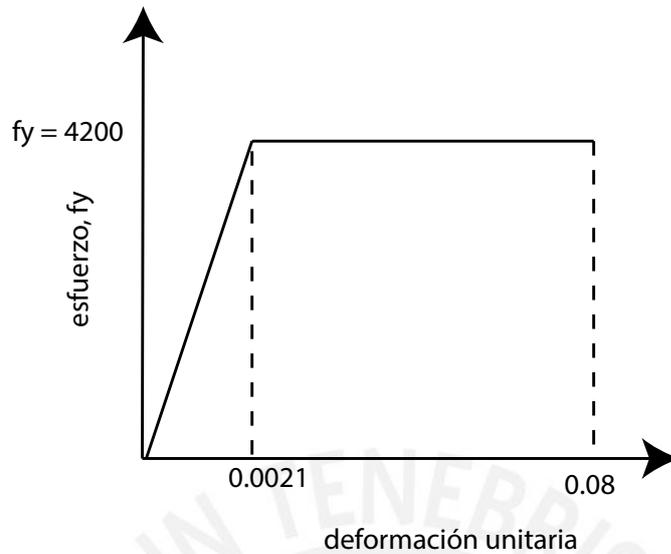


Figura 6.3: Modelo elastoplástico del acero

Según la norma E060 artículo 21.9.7.4 la profundidad del eje neutro no debe de sobrepasar de la ecuación 6.6, caso contrario se debe de confinar la placa, si se necesitara confinar el muro debería de ser 15cm y se tendrían que aumentar el ancho de la placa en análisis (Sencico, 2009).

$$c < \frac{L_m}{600 \cdot \left(\frac{d_u}{h_m}\right)} \quad (6.6)$$

Donde:

L_m = La longitud del muro en análisis

h_m = La altura total del muro

d_u = El desplazamiento lateral inelástico producido en el nivel más alto

Según el artículo 21.9.7.4 de la norma E060, la altura de confinamiento se toma como la longitud del muro o $0.25M_u/V_u$ como mínimo , además en caso de requerir confinamiento se debe de confinar una longitud que sea la mayor entre dos escenarios: la mitad del eje neutro y el eje neutro menos la décima parte de su longitud como se observa en la figura 6.4 (Sencico, 2009).

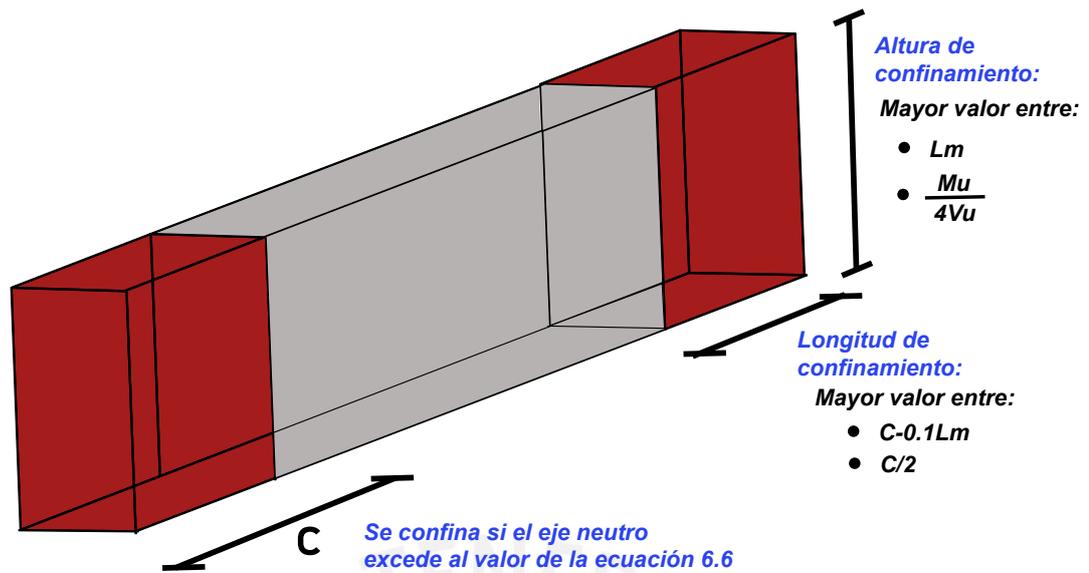


Figura 6.4: Confinamiento de bordes de muro

6.5. Ejemplo de diseño de muro

Se presentará el diseño de 2 muros mostrados en la figura 6.5.

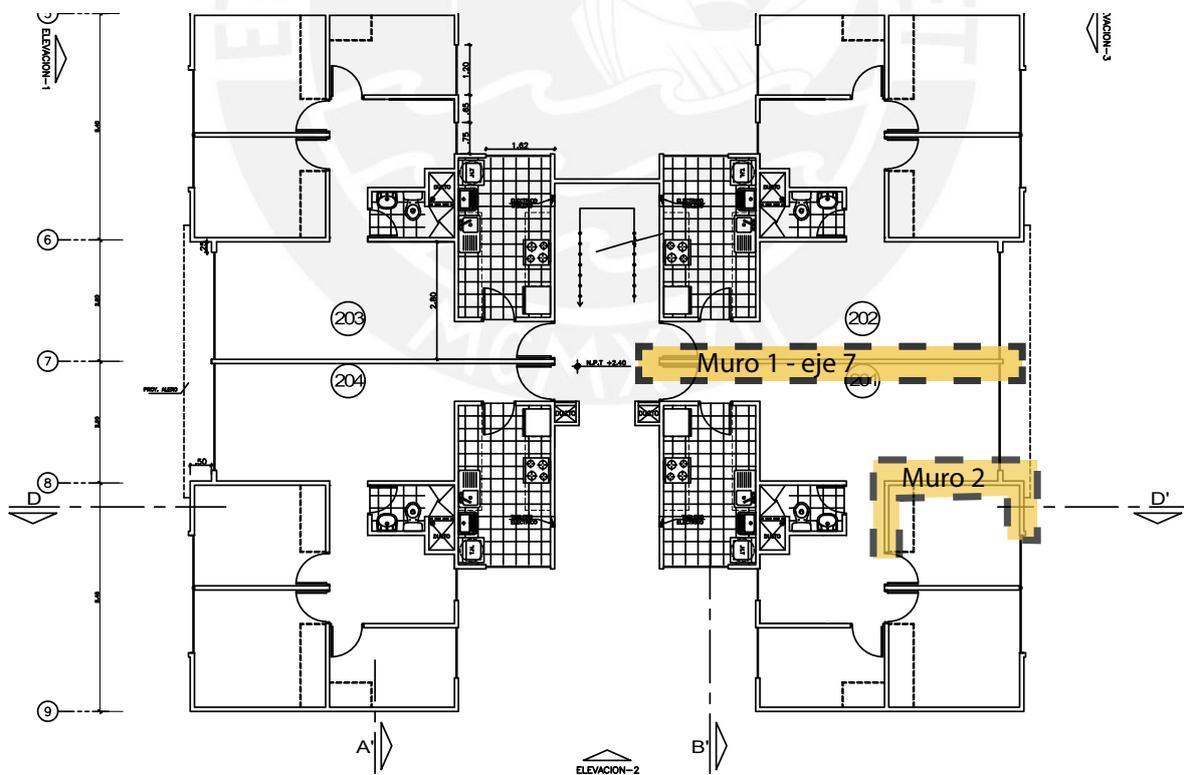


Figura 6.5: Muros 1 y 2 a diseñar

Se inicia al verificar que el espesor mínimo cumpla con los requisitos de la norma E060. El

espesor de los muros debe de ser como mínimo el menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral y 1/25 de la longitud total de muro , pero no menor a 10cm según el artículo 14.5.3 de la norma E030 (Sencico, 2009). Los resultados se muestran en la tabla 6.1.

Tabla 6.1: Elección del espesor mínimo

	M1	M2
Altura de piso (m)	2.4	2.4
Long. Muro (m)	8.1	3.1
Espesor por altura de piso (cm)	9.6	9.6
Espesor por longitud (cm)	32.4	12.4
Mínimo (cm)	10	10
Valor colocado (cm)	10	10

Una vez seleccionado el valor mínimo de 10cm para el espesor del muro se procede a calcular la resistencia axial de cada muro y verificar que sea menor a la fuerza axial actuante sobre el muro. Cabe resaltar que los muros sin importar la geometría del muro se ha considerado en el análisis como uno solo. Se presenta el cálculo de la carga axial resistente con la ecuación 2.3.

Muro 1:

$$\phi P_n = 0.55 \cdot 0.7 \cdot 175 \cdot 10 \cdot 810 \cdot \left(1 - \left(\frac{1 \cdot 220}{32 \cdot 10}\right)^2\right) = 287.8 \text{ ton}$$

El valor del Pu es de 83.4 toneladas, por lo tanto, el muro es suficiente para resistir la carga axial.

Muro 2:

Para el muro 2 que tiene dos direcciones se tomó como longitud el promedio de los 3 tramos y como espesor la suma de espesores de los 3 tramos.

$$\phi P_n = 0.55 \cdot 0.7 \cdot 175 \cdot 30 \cdot 201.6 \cdot \left(1 - \left(\frac{1 \cdot 220}{32 \cdot 30}\right)^2\right) = 386 \text{ ton}$$

El valor del Pu arrojado por el ETABS es de 58.7 toneladas , por lo tanto, el muro es suficiente para resistir la carga axial.

Se procede a analizar la cuantía de acero para ambos muros. El acero mínimo horizontal es de cuantía de 0.002 y cuantía vertical mínima de 0.0015 siempre que la cortante última sea menor a la mitad de la contribución del concreto en cortante. Se procede a calcular la contribución del concreto por cortante según la ecuación 2.2

Muro 1:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 810 \cdot 0.8 \cdot 10 \cdot \sqrt{175} = 58.3 \text{ ton}$$

El valor de alfa es de 0.8 dado que la relación “hm/lm” es de 1.46 menor a 1.5. El valor de la cortante última arrojada por el programa ETABS es de 47 toneladas en el segundo piso, dado que no es la mitad de la contribución del concreto se procede a calcular una nueva cuantía de acero. Se coloca la cuantía mínima de acero horizontal de 0.0025 y la vertical se calcula según la ecuación 6.2.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{12}{8.21}\right) \cdot (0.0025 - 0.0025) = 0.0025$$

Por último, se procede a calcular la contribución del acero por cortante con la ecuación 6.3.

$$\phi V_s = \frac{810 \cdot 0.8 \cdot 0.503 \cdot 4200}{20 \cdot 1000} \cdot 0.85 = 58 \text{ ton}$$

Para dicho cálculo se ha considerado acero de 8mm de 0.503 cm^2 y un espaciamiento de 20cm. La contribución de ambos debe ser menor que el valor nominal de la cortante con la ecuación 6.4.

$$\phi V_n = 2.6 \cdot \sqrt{175} \cdot 10 \cdot 810 \cdot 0.8 = 222.8 \text{ ton}; \quad \phi V_n > \phi V_s + \phi V_c = 58.3 + 58 = 116.3 \text{ ton}$$

Se observa que el valor de cortante nominal es mayor a la resistente, por lo tanto es satisfactorio.

Muro 2 eje X:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 310 \cdot 0.8 \cdot 10 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} = 14.8 \text{ ton}$$

El valor de alfa es de 0.53 dado que la relación “hm/lm” (3.87) es mayor a 2.

Muro 2 eje Y:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 148 \cdot 0.8 \cdot 20 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} = 14.1 \text{ ton}$$

El valor de alfa es de 0.53 dado que la relación “hm/lm” (8.14) es mayor a 2. El valor de longitud es determinado como la suma de dos tramo de muro en dicha dirección; la longitud de los muros es de 1.75m, 1.2m y su promedio es de 1.48m. Asimismo, el espesor de este muro combinado sería el doble, es decir 20 cm. El valor de la cortante última arrojada por el programa ETABS es de 12 toneladas en la dirección X y 12 toneladas en Y; dado que no es la mitad de la contribución del concreto, se procede a calcular una nueva cuantía de acero. Se coloca la cuantía mínima de acero horizontal de 0.0025 y la vertical se calcula con la ecuación 6.2.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{12}{3.20}\right) \cdot (0.0025 - 0.0025) = 0.0025$$

Por último, se procederá a calcular la contribución del acero por cortante en las dos direcciones mediante la ecuación 6.3.

$$\phi V_{sx} = \frac{310 \cdot 0.8 \cdot 0.503 \cdot 4200}{20 \cdot 1000} \cdot 0.85 = 22.27 \text{ ton}$$

$$\phi V_{sy} = \frac{295 \cdot 0.8 \cdot 0.503 \cdot 4200}{20 \cdot 1000} \cdot 0.85 = 21.19 \text{ ton}$$

Para dicho cálculo se consideró acero de 8mm de 0.503 cm^2 y un espaciamiento de 20cm en ambas direcciones. La contribución de ambos debe ser menor que el valor nominal de la cortante, la cual se procede a resolver con la ecuación 6.4.

$$\phi V_{nx} < 2.6 \cdot \sqrt{175} \cdot 10 \cdot 310 \cdot 0.8 = 85.3 \text{ ton}; \quad \phi V_{nx} > \phi V_s + \phi V_c = 14.8 + 22 = 36.8 \text{ ton}$$

$$\phi V_{ny} < 2.6 \cdot \sqrt{175} \cdot 20 \cdot 148 \cdot 0.8 = 81.4 \text{ ton}; \quad \phi V_{ny} > \phi V_s + \phi V_c = 14.1 + 21 = 35.2 \text{ ton}$$

La cortante nominal no es superada por la resistencia, por lo tanto se considera que es satisfactorio.

Una vez analizado por cortante se procede a dibujar el diagrama de interacción con el acero

instalado y verificar que los valores de carga axial y esfuerzos por flexión estén dentro del diagrama. Los valores de carga axial y esfuerzos por flexión de diseño son obtenidos de la envolvente de las siguientes combinaciones:

- $1.25(CM + CV) \pm Sx$
- $1.25(CM + CV) \pm Sy$
- $0.9CM \pm Sx$
- $0.9CM \pm Sy$
- $1.4CM + 1.7CV$

El acero vertical en el muro se arma con acero de 8mm en el alma y acero de 12mm en los extremos. En la figura 6.6 se muestra la sección del muro 1 a analizar.

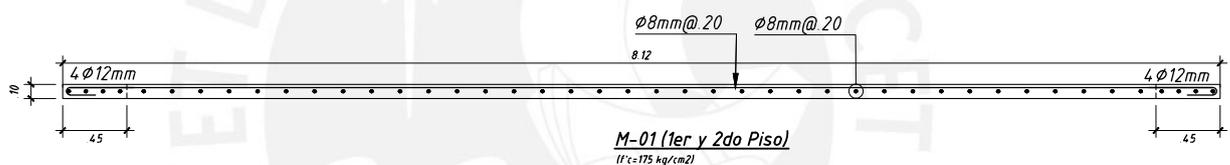


Figura 6.6: Muro 1 a evaluar del piso 1 y 2

Con el acero vertical definido se procede a calcular el diagrama de interacción en la figura 6.7 bajo cargas últimas de diseño del piso 1 donde se requiere mayor resistencia por flexión y carga axial.

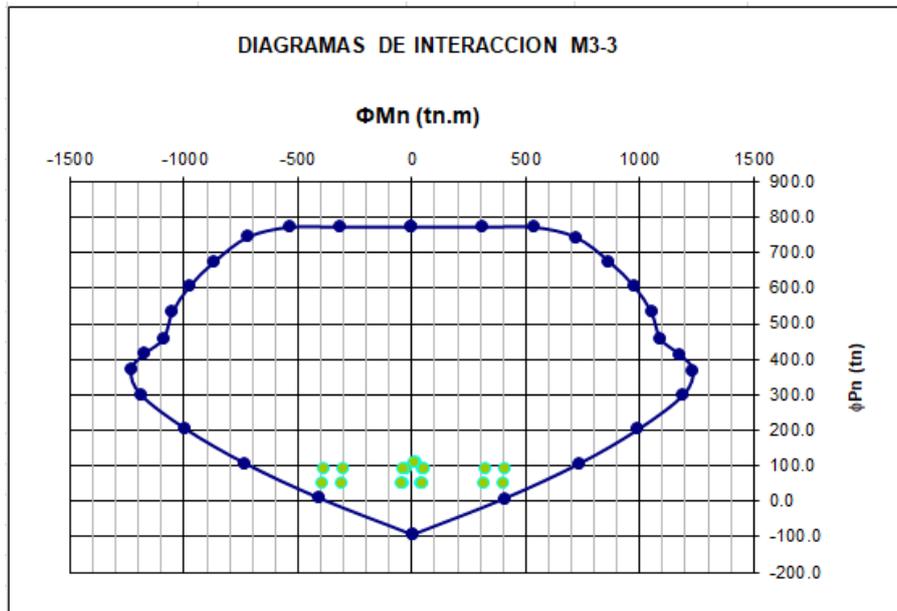


Figura 6.7: Diagrama de interacción en el sentido XX del muro 1

Las cargas últimas de diseño están dentro del diagrama de interacción, por lo tanto el diseño por flexocompresión es suficiente.

Se procede a realizar el diagrama de interacción de la placa M2 bajo cargas últimas de diseño del piso 1, donde se requiere mayor resistencia por flexión y carga axial. Se muestra el acero instalado en el muro en la figura 6.8, así como el diagrama de momento de interacción en la dirección X en la figura 6.9 y en la dirección Y en la figura 6.10

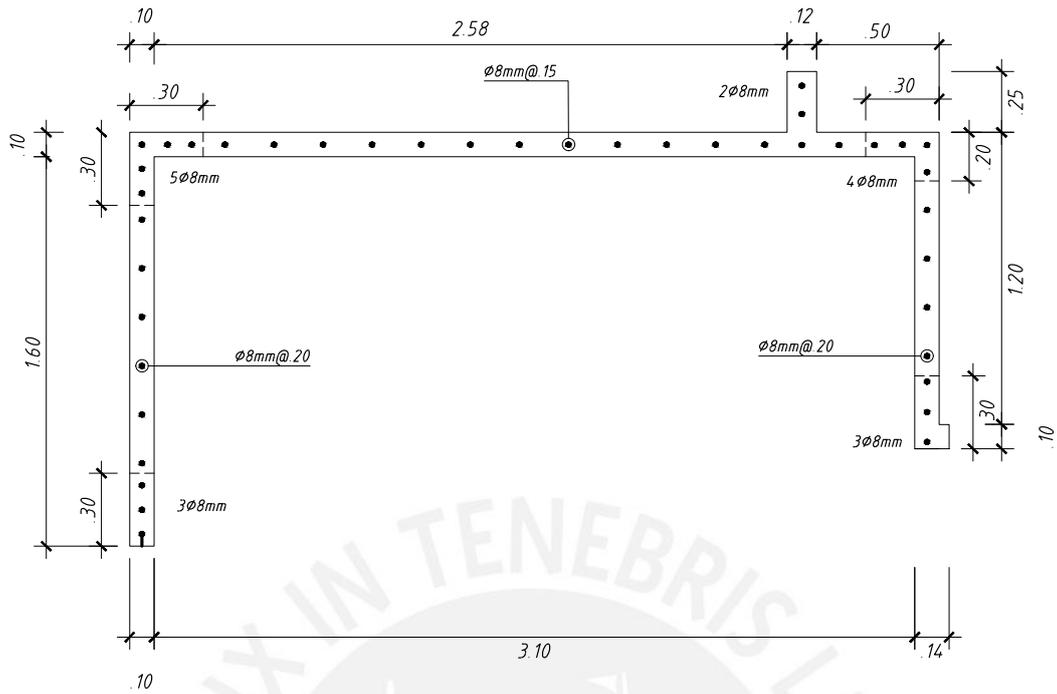


Figura 6.8: Muro 2 a evaluar del piso 1 y 2

DIAGRAMAS DE INTERACCION M3-3

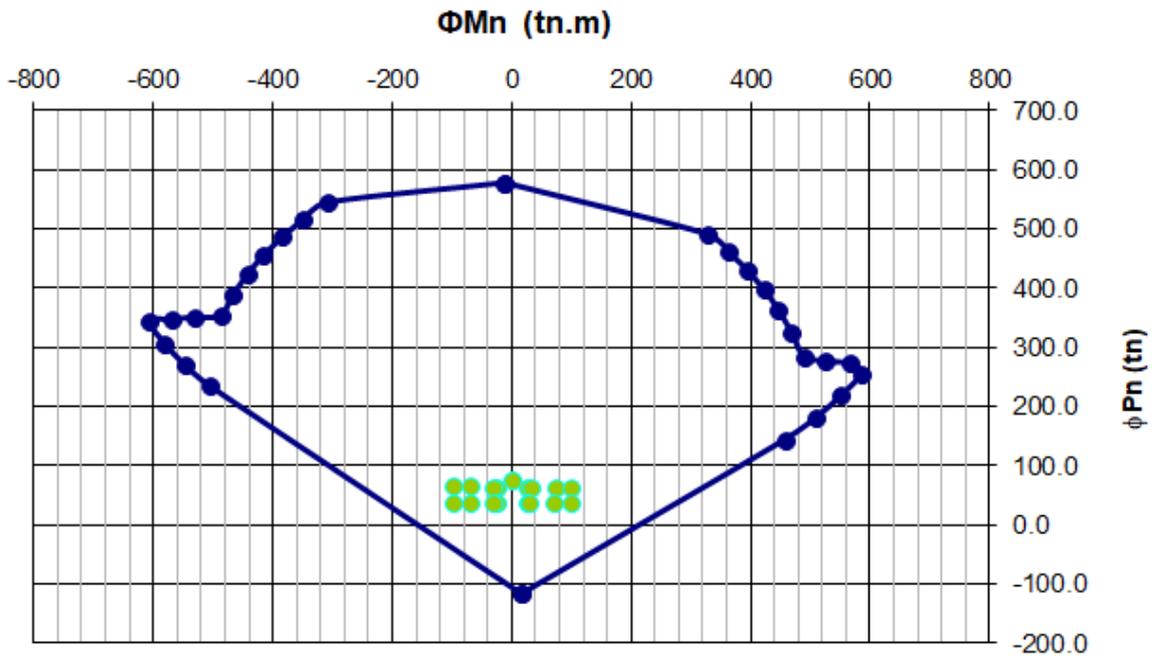


Figura 6.9: Diagrama de interacción en el sentido XX del muro 2

DIAGRAMAS DE INTERACCION M2-2

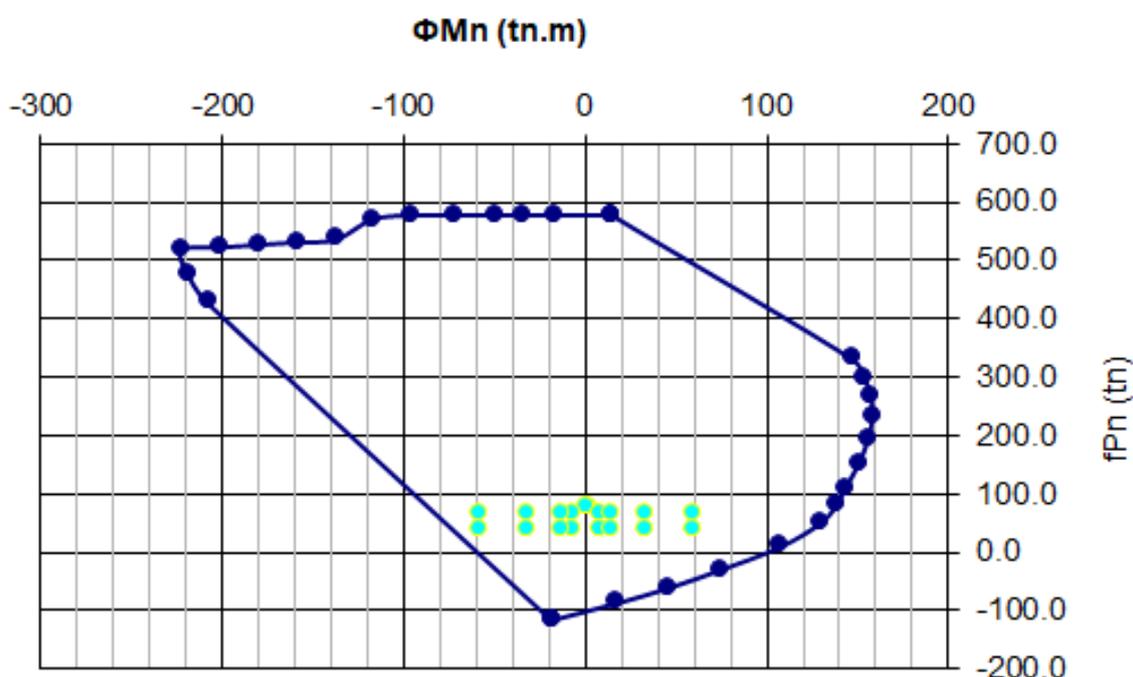


Figura 6.10: Diagrama de interacción en el sentido YY del muro 2

Se coloca, en las esquinas tanto de la placa M1 como M2, mayor cuantía de acero, dado que los talones del muro sufren los mayores esfuerzos. Una vez definido el acero a flexión se procede a verificar el diseño por capacidad en el segundo piso, el cual es el más crítico, mediante la ecuación 6.4; así se asegura que la falla sea por flexión y no por cortante, la cual es frágil y no favorable para la seguridad.

M1:

$$V_{cap} = 47 \cdot \frac{624}{415 \cdot 0.7} = 47 \cdot 2.15 = 102 \text{ ton}$$

El valor de cortante por capacidad para la placa M1 es de 102 toneladas, entonces se verifica que el valor de fuerza cortante resistente es mayor (116.3 ton), por lo que no necesita aumentar el refuerzo. Además se comprueba que el factor de 2.15 no sea mayor a R, dado que en caso de ser así, se tendría que limitar al valor de R.

Se aplica capacidad en el muro 2 para ambas direcciones según la ecuación 6.5.

M2x:

$$V_{cap} = 12 \cdot \frac{225}{98 \cdot 0.7} = 12 \cdot 3.28 = 39.4 \text{ ton}$$

M2y:

$$V_{cap} = 12 \cdot \frac{90}{59 \cdot 0.7} = 12 \cdot 2.18 = 26.16 \text{ ton}$$

En ambos casos el factor R es menor a 3.4, por lo tanto no es necesario limitarlo a R. Como el valor de la cortante en la dirección X es mayor que la resistente se va a espaciar cada 15cm el acero de 8mm.

$$\phi V_{sx} = \frac{310 \cdot 0.8 \cdot 0.503 \cdot 4200}{15 \cdot 1000} \cdot 0.85 = 29.7 \text{ ton}$$

$$\phi V_{sx} + \phi V_{cx} = 14.8 + 29.7 = 44.5 \text{ ton}$$

El espaciamiento de 15cm es suficiente para resistir la demanda por capacidad de 39.4 ton.

Por último se procede a calcular si va a necesitar confinamiento según la ecuación 6.6.

Para el muro 1:

$$c > \frac{810}{600 \cdot \frac{0.5}{12 \cdot 100}} = 270 \text{ cm}$$

Dado que el valor entre el desplazamiento y la altura total es 0.00042 se toma el valor mínimo según norma de 0.005, por lo tanto la profundidad del eje neutro tiene que ser mayor a 270 cm para que necesite ser confinado.

Se modela la placa M1 de la figura 6.11 con el acero correspondiente en SAP2000 y se muestra el diagrama de momento curvatura en la figura 6.12.

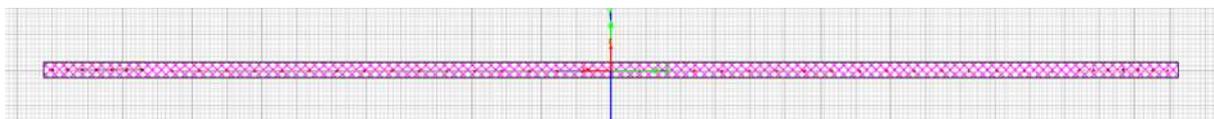


Figura 6.11: Geometría del muro M1 a evaluar por confinamiento en SAP2000

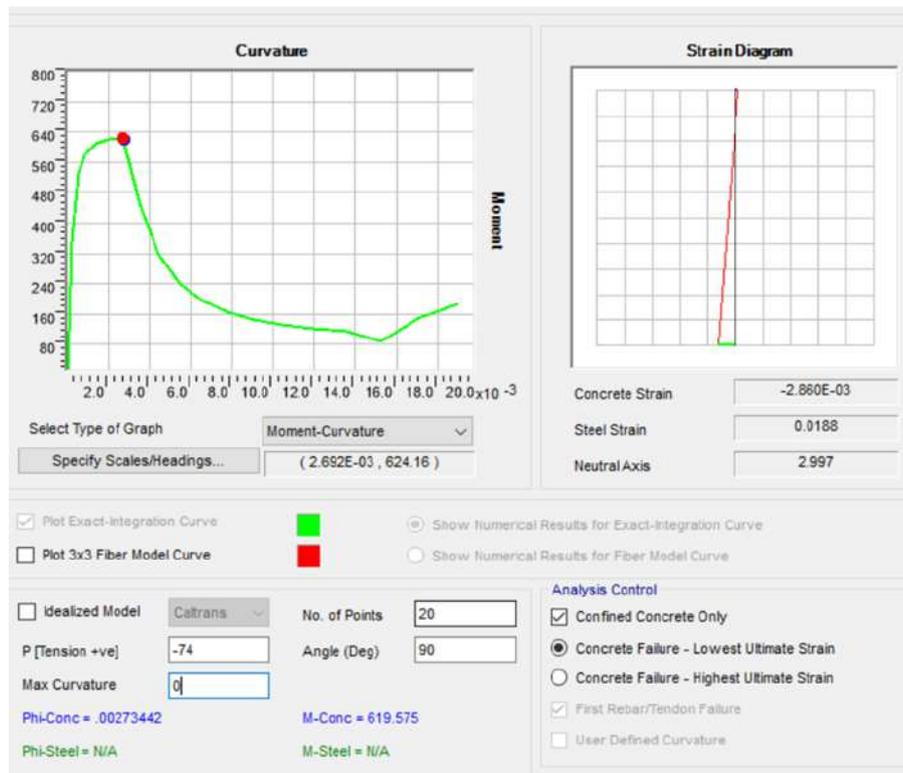


Figura 6.12: Diagrama momento curvatura del muro M1

El cálculo del eje neutro se realiza para una deformación última del concreto de 0.003 como especifica la norma E060 y se utiliza la carga axial máxima en una combinación última de sismo; dado que a mayor carga axial es mayor la profundidad del eje neutro. Con la deformación del acero y concreto se puede aplicar la compatibilidad de deformaciones para calcular la profundidad del eje neutro como se observa en la tabla 6.2.

Tabla 6.2: Tabla del valor de profundidad del eje neutro para la placa M1

	Profundidad del eje neutro "C" en cm
Nivel 1	110
Nivel 2	107
Nivel 3	91.7
Nivel 4	84.65

Dado que la profundidad del eje neutro no excede del máximo de 270 en los cuatro niveles, no es necesario confinar las placas. Además se muestra la disminución de la profundidad del eje neutro según disminuye la carga axial en los pisos superiores.

La profundidad admisible del eje neutro se calcula para la placa M2 con la ecuación 6.6.

Para el muro 2 en el eje X:

$$c > \frac{310}{600 \cdot \frac{0.52}{12 \cdot 100}} = 103.33 \text{ cm}$$

Para el muro 2 en el eje Y placa corta:

$$c > \frac{120}{600 \cdot \frac{1.43}{12 \cdot 100}} = 40 \text{ cm}$$

Para el muro 2 en el eje Y placa larga:

$$c > \frac{160}{600 \cdot \frac{1.43}{12 \cdot 100}} = 53.33 \text{ cm}$$

Se presenta el modelo en SAP2000 del muro a analizar en la figura 6.13. En la tabla 6.3 se calcula la profundidad del eje neutro para el muro 2 para una deformación última del concreto de 0.003 y para la carga última axial máxima asociada a una combinación de sismo.

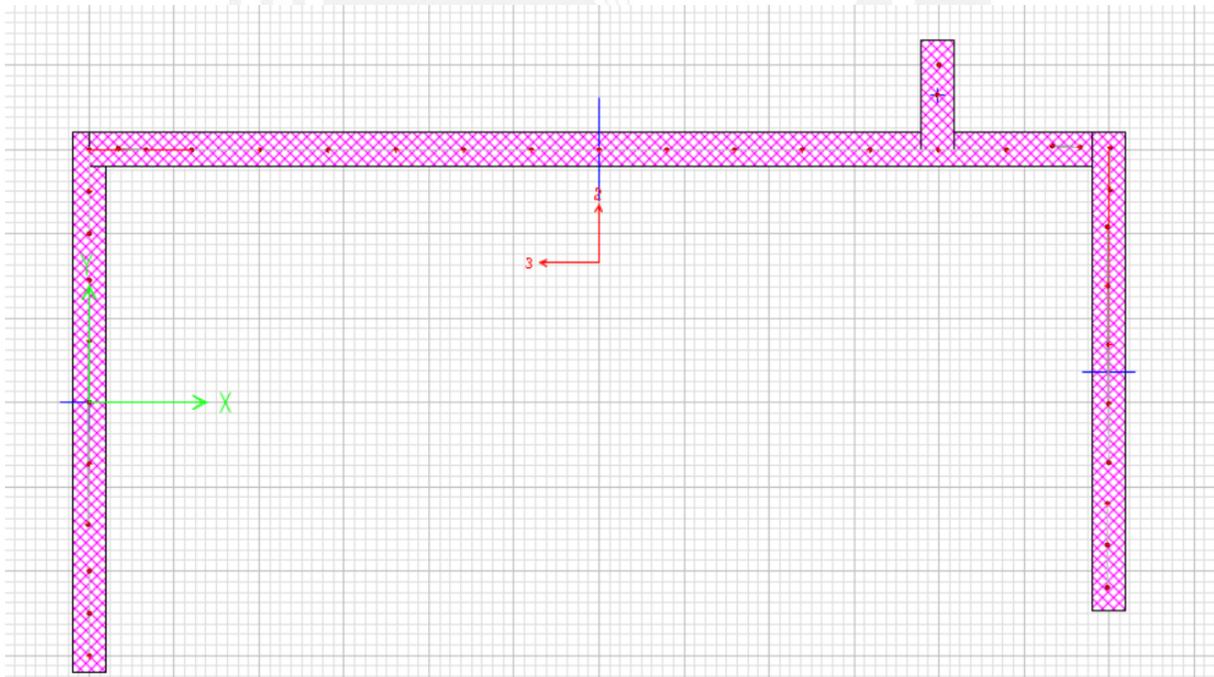


Figura 6.13: Geometría del muro M2 a evaluar por confinamiento en SAP2000

Tabla 6.3: Profundidad el eje neutro del muro 2 para el primer piso

	Profundidad del eje neutro "C" en cm
Muro 2 dirección X izquierdo	45.65
Muro 2 dirección X derecho	48.7
Muro 2 dirección Y arriba hacia abajo	23
Muro 2 dirección Y abajo hacia arriba	39.5

En todos los casos se observa que la profundidad del eje neutro no sobrepasa al límite en cada paso, por lo tanto no es necesario aumentar el ancho de los muros para confinarlo.



7. Diseño de la escalera

7.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión es por cargas de gravedad como el diseño la losa presentado en el capítulo

5. Se muestran las cargas actuantes de tipo muerta y viva en la tabla 7.1.

Tabla 7.1: Cargas en la escalera

Tipo de carga	Tipo de peso	Carga por (m^2)
Carga muerta	Peso propio	680 kg/m^2
	Piso terminado	100 kg/m^2
Carga Viva	Sobrecarga	200 kg/m^2

Se considera como un elemento simplemente apoyado con longitud hasta la mitad del descanso.

Se aplicaron las cargas anteriores para determinar los diagramas de momento flector y fuerza cortante para la combinación de diseño última $1.4CM + 1.7CV$ tal como se muestra.

$$W = 1.4 \cdot 0.78 + 1.7 \cdot 0.2 = 1.44 \text{ ton/m}$$

$$Mu = \frac{wL^2}{8} = 1.44 \cdot \frac{3^2}{8} = 1.68 \text{ ton-m}$$

Se observa que el máximo momento positivo es de 1.680 ton-m y requiere 3.85 cm^2 , por ello se coloca acero inferior de 8mm cada 25 cm y un bastón de 8mm cada 25 cm, en total suman 4 cm^2 . El acero mínimo positivo es de 0.0012 de cuantía y por defecto 0.006 de cuantía para acero negativo según el artículo 10.5.4 según la norma E030 (Sencico, 2009). El acero negativo mínimo es de 0.9 cm^2 , es decir 8mm cada 25 cm es suficiente.

7.2. Diseño por corte

Para el cálculo por corte con los datos anteriores de carga última se calcula la cortante última y se determina si es menor a la resistente.

$$Vu = \frac{WL}{2} = 1.44 \cdot \frac{3}{2} = 2.16 \text{ ton}$$

Se observa que la máxima fuerza cortante es de 2.16 ton, mientras que la resistencia que aporta el concreto de la sección de 15cm de peralte es de $\phi V_c = 7.15$ ton. Se concluye que la escalera no fallará por fuerza cortante. Por último, se muestra el acero colocado de un tramo típico de la escalera en la figura 7.1.

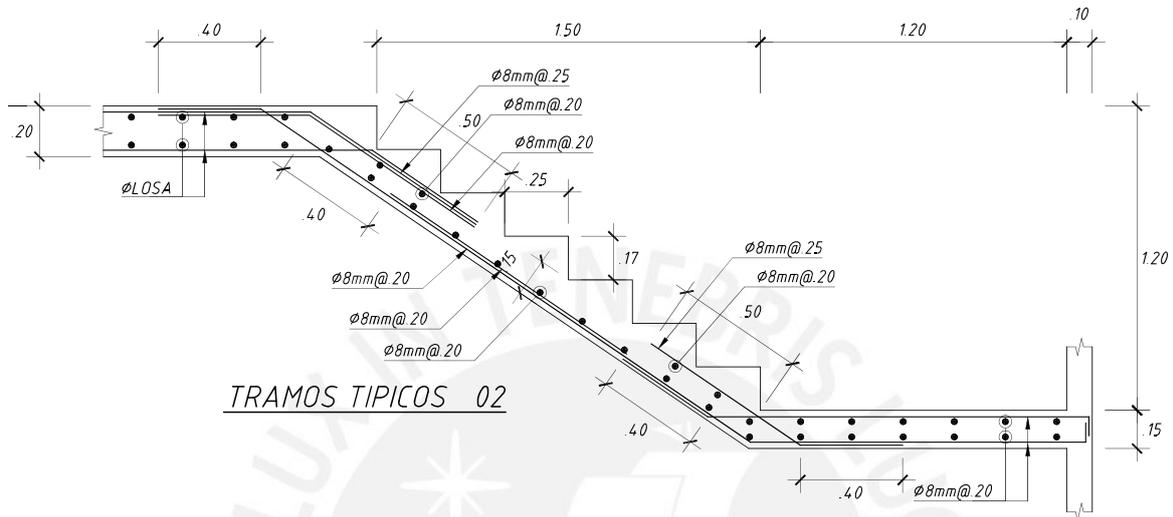


Figura 7.1: Tramo típico de la escalera

8. Análisis y diseño de la platea de cimentación

8.1. Comportamiento e idealización de la platea

Cada tipo de terreno tiene características propias y reacciona ante cargas de distintos modos. Algunos de los factores que influyen en la distribución de la reacción del terreno son: la flexibilidad del cimiento respecto al suelo, el nivel de cimentación y el tipo de terreno (Harmsen, 2005). Se muestra en la figura 8.1 la distribución de esfuerzos del suelo en la zapata para suelos granulares y cohesivos. En suelos granulares la distribución se concentra en el centro y en suelos cohesivos en los bordes (Harmsen, 2005). La base sobre la cual se apoya la platea es un relleno controlado de ingeniería. La presión admisible del terreno alcanza una capacidad admisible de $10 \text{ ton}/\text{m}^2$ para cargas de gravedad, el cual puede ser amplificado en un 30 % bajo cargas de sismo y llegar a una resistencia de $13 \text{ ton}/\text{m}^2$ según el artículo 15.2.4 de la norma E060 (Sencico, 2009); además de reducir las fuerzas sísmicas en un 80 % según el artículo 44.2 de la norma E030 (Sencico, 2018).

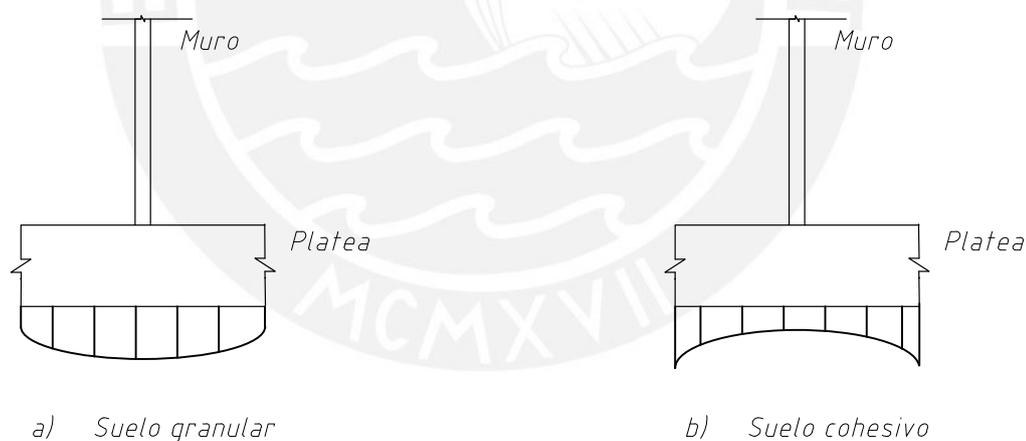


Figura 8.1: Diferencia de suelo granular versus suelo cohesivo. Adaptado de (Harmsen, 2005)

8.2. Modelo de la platea de cimentación

Para el análisis de la platea de cimentación se utilizará el programa SAFE 16.0.1, en el cual se exportará la platea como un elemento *shell thin* modelado en el ETABS, además de las cargas de los muros por gravedad y las cargas sísmicas. Una vez exportado se restringe el

desplazamiento por estar enterrado en la dirección X, Y y la rotación en Z. Además, se colocará a la platea un coeficiente de balasto de $2000 \text{ ton}/\text{m}^3$ acorde al estudio de mecánica de suelos que se ha realizado para esta edificación, además según (Morrison, 1993) el módulo de balasto es aproximadamente 200 veces de la capacidad del suelo, lo cual coincide dado que la capacidad portante es de $10 \text{ ton}/\text{m}^2$. Se muestra el modelo realizado en la figura 8.2.

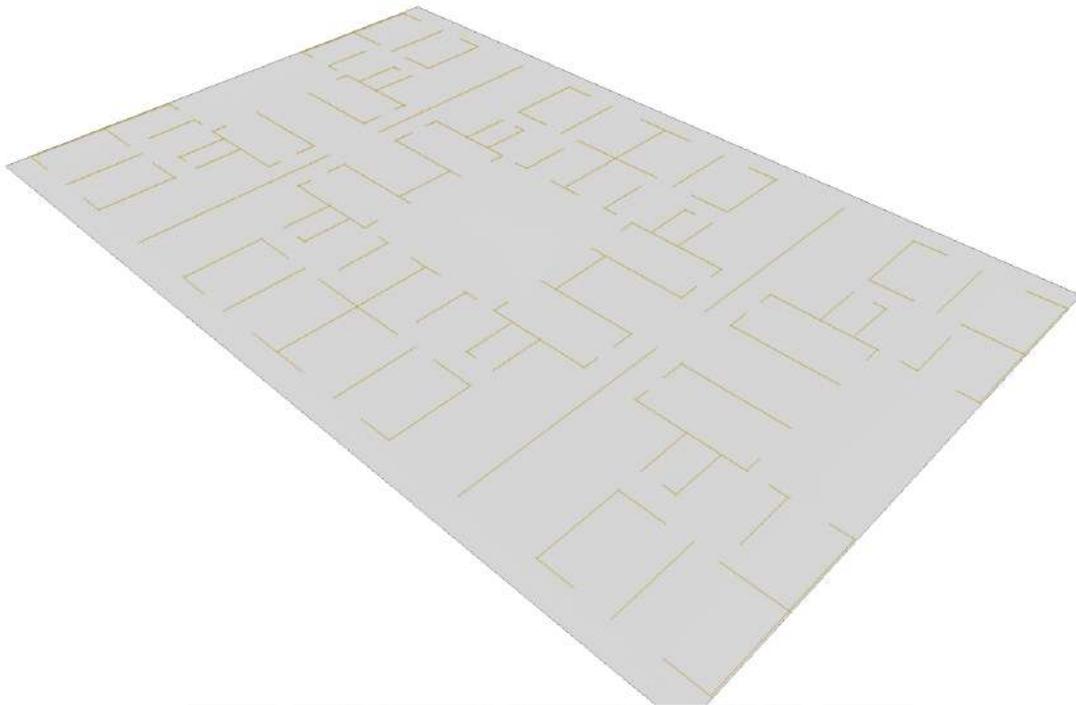


Figura 8.2: Vista 3D del modelo de la cimentación en SAFE

8.2.1. Verificación de las cargas exportadas del ETABS al SAFE

Las cargas del modelo dinámico fueron escaladas a un modelo estático para obtener la misma carga en la base y sean asignadas correctamente al SAFE. Las cargas de un muro del modelo estático en ETABS se compara con las cargas exportadas en el SAFE con el fin de tener la seguridad que el análisis se esté realizando con las cargas correctas. Se presenta la placa a analizar en la figura 8.3.

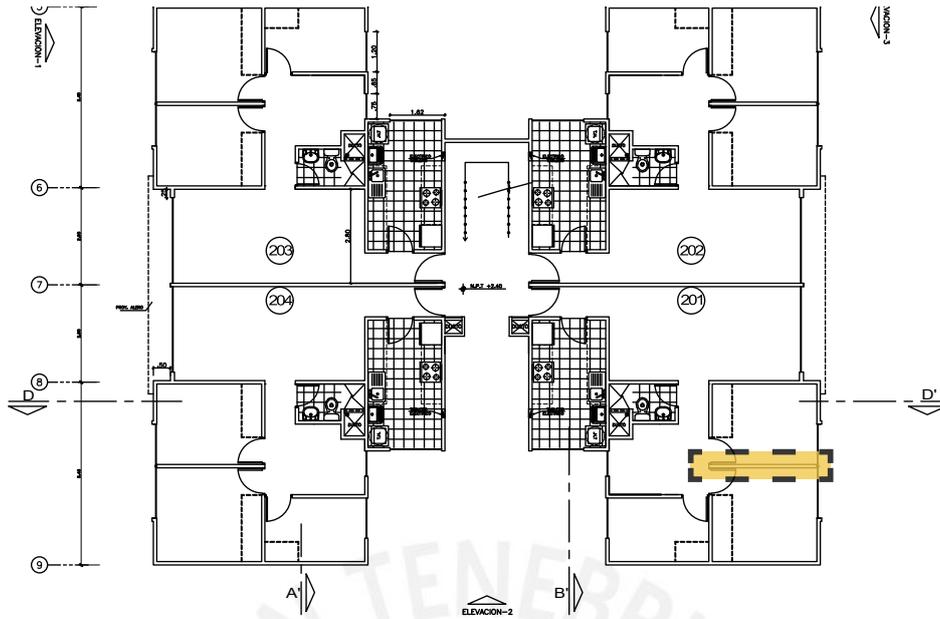


Figura 8.3: Muro para la evaluación de cargas

Primero se presentan las cargas en el ETABS para el caso de carga muerta, viva y sísmico estático en X. Las fuerzas del muro en ETABS se representan en dos puntos en sus extremos como se puede observar en la figura 8.4 y los valores de la fuerza axial y momento flector están en la tabla 8.1.

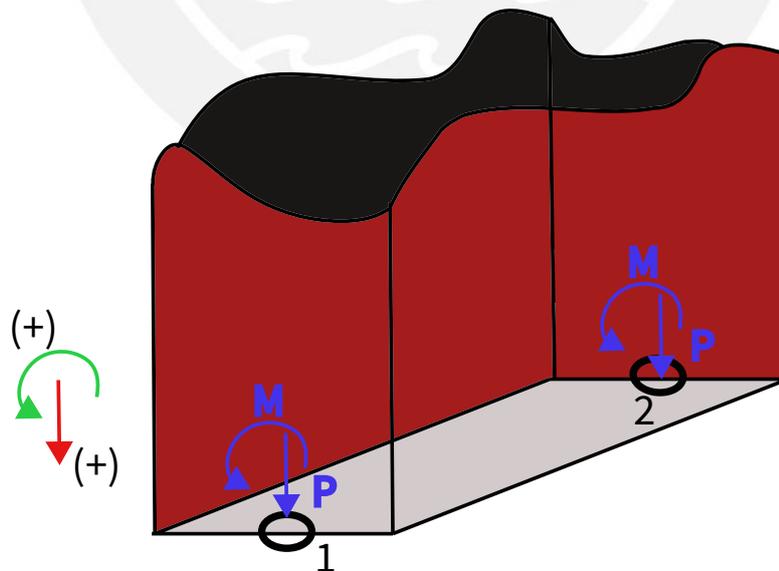


Figura 8.4: Ubicación de las cargas en muro seleccionado en ETABS

Tabla 8.1: Cargas axiales y momentos flectores en ETABS

		Dead	Live	Sismo x+
Punto 1	Carga axial (ton)	14	3.2	11.3
	Momento flector (ton-m)	1.1	0	1.5
Punto 2	Carga axial (ton)	14	3.2	-11.3
	Momento flector (ton-m)	1.1	0	1.5

Para el modelo en ETABS las cargas se sitúan en dos puntos y los momentos flectores se representan como un par de fuerzas como se puede observar en las cargas axiales por sismo en distinto sentido. Ahora se presentan las cargas en SAFE para el caso de carga muerta, viva y sísmico estático en X. Las fuerzas del muro en SAFE se representan como cuatro puntos como se puede observar en la figura 8.5 y los valores de la fuerza axial y momento flector están en la tabla 8.2.

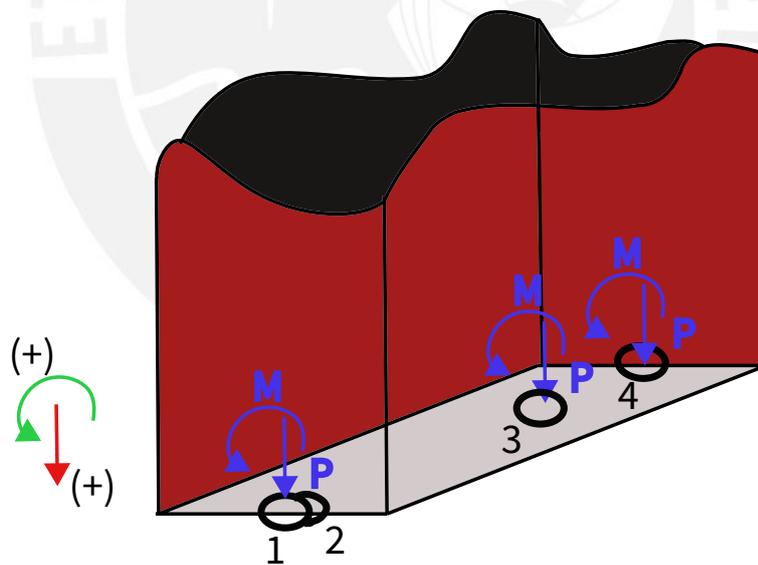


Figura 8.5: Ubicación de las cargas en muro seleccionado en SAFE

Tabla 8.2: Cargas axiales y momentos flectores en SAFE

		Dead	Live	Sismo x+
Punto 1	Carga axial (ton)	13.8	3.2	11.3
	Momento flector (ton-m)	1.1	0	1.5
Punto 2	Carga axial (ton)	-0.3	0	0
	Momento flector (ton-m)	0	0	0
Punto 3	Carga axial (ton)	-1.6	0	0
	Momento flector (ton-m)	0	0	0
Punto 4	Carga axial (ton)	13.8	3.2	-11.3
	Momento flector (ton-m)	1.1	0	1.5

Para el modelo en SAFE las cargas se sitúan en cuatro puntos, tres de ellas están en un extremo y una casi en el centro del muro. Un punto en cada extremo tiene la gran mayoría de cargas, los otros dos puntos tienen poca carga axial del tipo carga muerta. Por último, se comparan las cargas axiales y momentos flectores en el muro del ETABS y SAFE en la tabla 8.3.

Tabla 8.3: Diferencias entre las cargas del ETABS y SAFE para todo el muro seleccionado

	ETABS	SAFE	DIFERENCIA (%)
Carga axial Dead (ton)	28	25.7	8
Carga axial Live (ton)	6.4	6.4	0
Momento flector (ton-m)	36.7	37.7	2.5

Para carga muerta axial se tienen fuerzas mayores en el ETABS dado que en el SAFE se crean puntos adicionales con carga axial en sentido contrario, por ello se tiene una diferencia del 8%. Para carga axial viva no se tiene ninguna diferencia. Los momentos en el SAFE son ligeramente mayores debido a las cargas axiales que se generan los puntos adicionales(2 y 3) en un 2.5%. No se considera relevante la diferencia que se tiene en cuestión de carga axial y momento flector, por lo tanto se realiza el análisis y diseño en SAFE.

8.3. Esfuerzos actuantes en el suelo

Se presentan las presiones por servicio en la figura 8.6 para la combinación de carga CM+CV y las presiones por sismo en la figura 8.7 para la combinación de carga de CM+CV \pm 0.8Sx y

CM+CV \pm 0.8Sy. La capacidad por servicio para cargas de gravedad es de 10 ton/m^2 y para cargas sísmicas de 13 ton/m^2 .

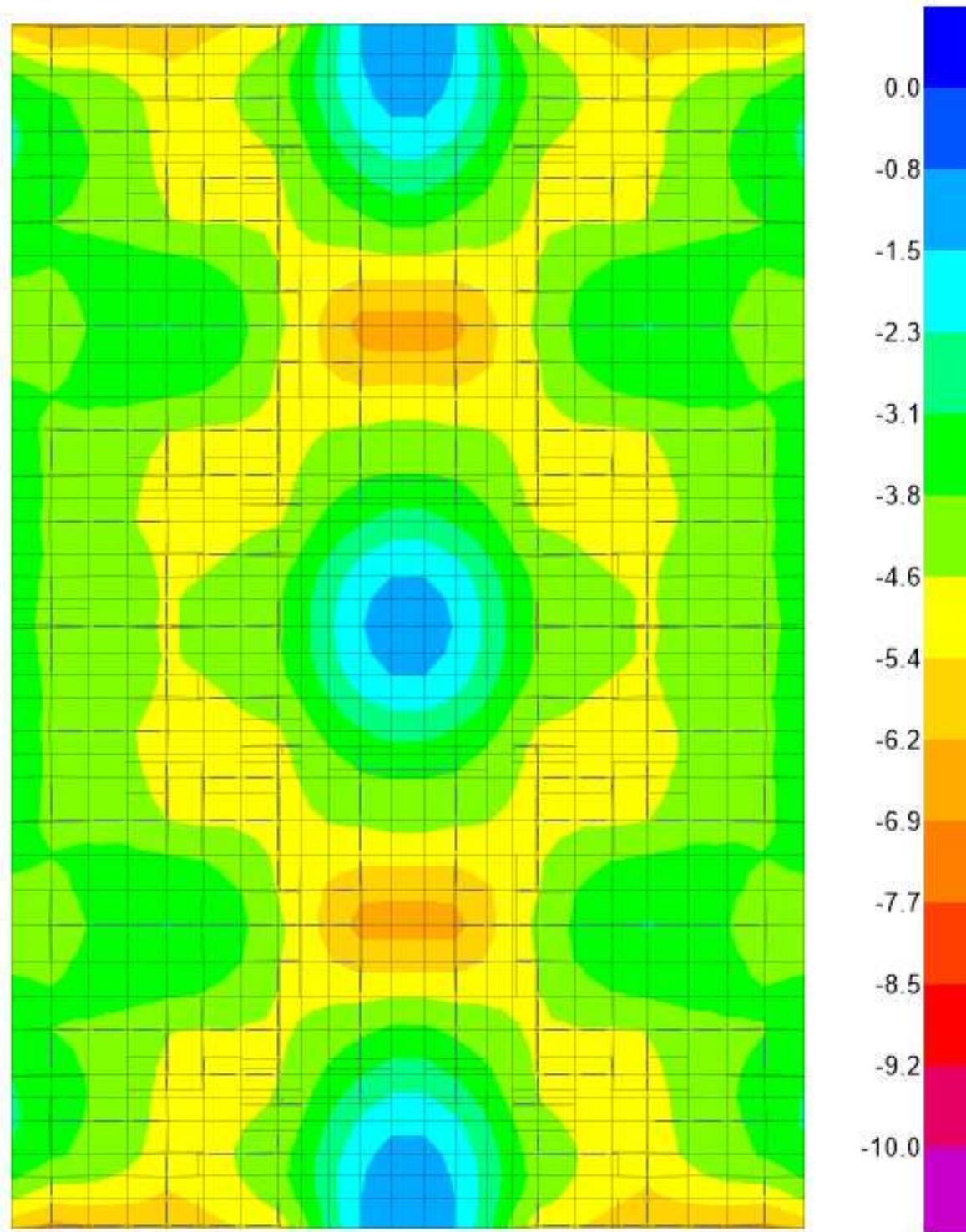


Figura 8.6: Presiones por servicio (ton/m^2)

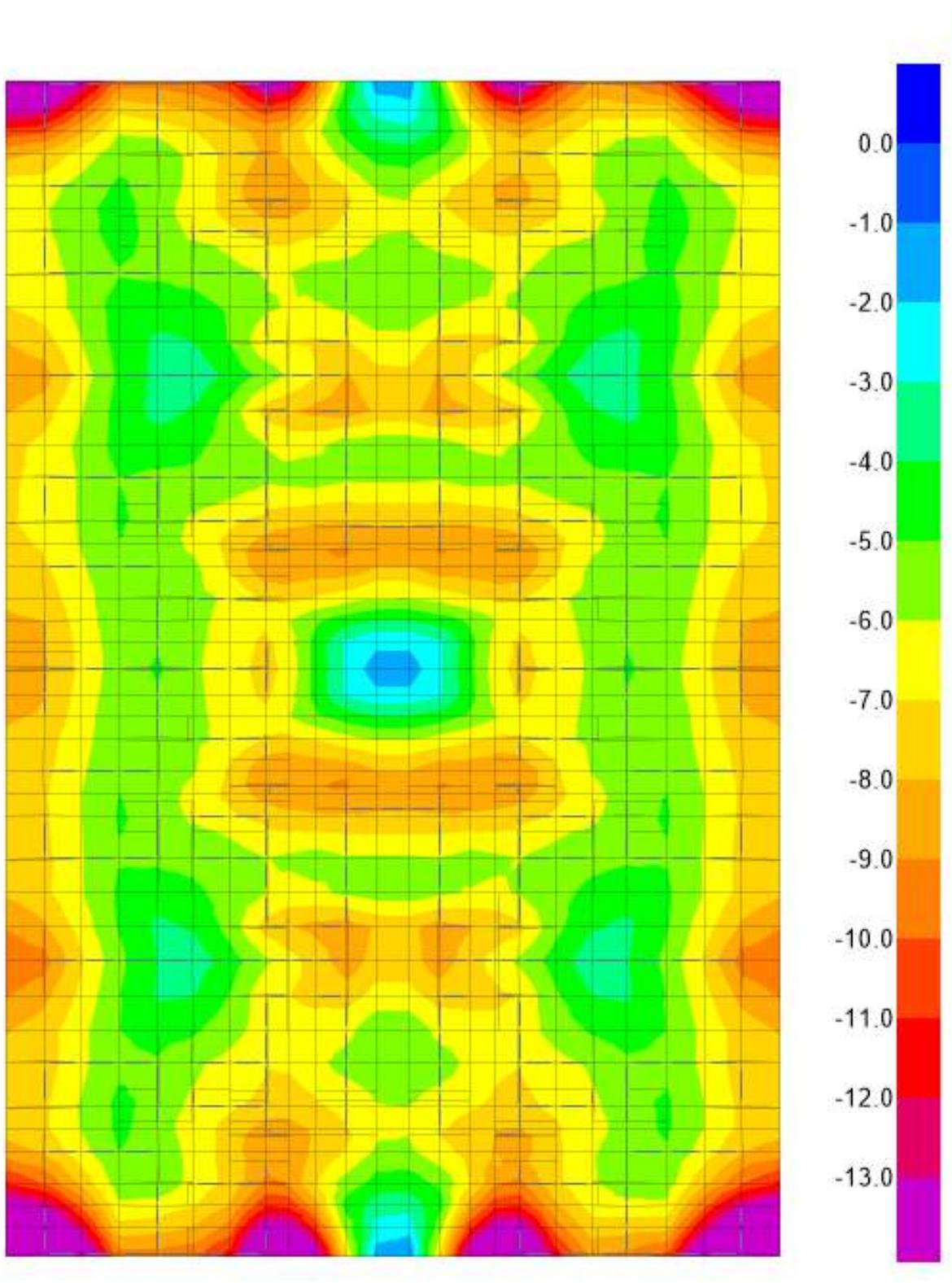


Figura 8.7: presiones por envolvente de sismo (ton/m²)

Para presiones por cargas de gravedad se observa en la figura 8.6 que las presiones se encuentran lejos de llegar al mínimo de 10 ton/m^2 . Sin embargo, en la envolvente para presiones por sismo

se observa pequeñas áreas que sobrepasaban ligeramente la presión admisible por sismo de $13 \text{ ton}/\text{m}^2$. Sin embargo, el área que sobrepasa ligeramente representa el 2.5 % del área total, por lo tanto se considera que es suficiente para soportar las presiones por sismo.

8.4. Verificación de la capacidad portante

En la presente sección se realizará un cálculo manual de la presión por gravedad y sismo con el fin de tener un valor estimado con el que se pueda comparar el resultado de la sección 8.3.

Cabe resaltar que para este cálculo manual tiene las siguientes asunciones:

- Se considera que la presión es constante en toda la platea.
- Se considera solo la parte de la cimentación en compresión y en caso existan tracciones se determina la área en compresión efectiva según (Meyerhof, 1953).
- Se considera como cortante el total de la cortante estática para ser conservador.
- Se considera la resultante por corte en la parte superior del edificio, esta asunción es para tener un valor conservador del momento flector en la base del edificio.

8.4.1. Verificación de la capacidad por gravedad

Para la verificación por gravedad se utiliza el peso de la carga muerta, el peso propio de la platea de cimentación, la carga viva y el área de la platea. Se muestra el cálculo de la presión manual por gravedad:

$$\sigma = \frac{W_{cm} + W_{cv} + W_{pp}}{\text{Area total}} = \frac{1998 + 465 + 439}{731} = 4 \text{ ton}/\text{m}^2$$

Respecto a las presiones obtenidas en SAFE por servicio según la figura 8.6 varían en los extremos en el rango de 1.5 y $4 \text{ ton}/\text{m}^2$, para la parte central varía entre 4 y $7 \text{ ton}/\text{m}^2$. Esto refleja que un valor de $4 \text{ ton}/\text{m}^2$ es un valor aceptable.

8.4.2. Verificación de la capacidad bajo cargas sísmicas

Debido a que el suelo no permite tracciones para el cálculo manual se tiene que buscar una solución para no considerar las tracciones. Una de las soluciones es considerar solo un ancho

efectivo y en con este nuevo ancho calcular una nueva área en la que se considerará solo la carga axial y con la división de ambas el esfuerzo por cargas sísmicas (Meyerhof, 1953). El ancho efectivo se calcula mediante la ecuación 8.1 y como se muestra en la figura 8.8.

$$B' = B - 2e ; \sigma_{ssmico} = \frac{P_{sis}}{B' \cdot L} \quad (8.1)$$

Donde:

B' = ancho efectivo según Meyerhof

B = ancho de la zapata

L = largo de la zapata

e = excentricidad

P_{sis} = Peso sísmico (100%CM + 25%CV)

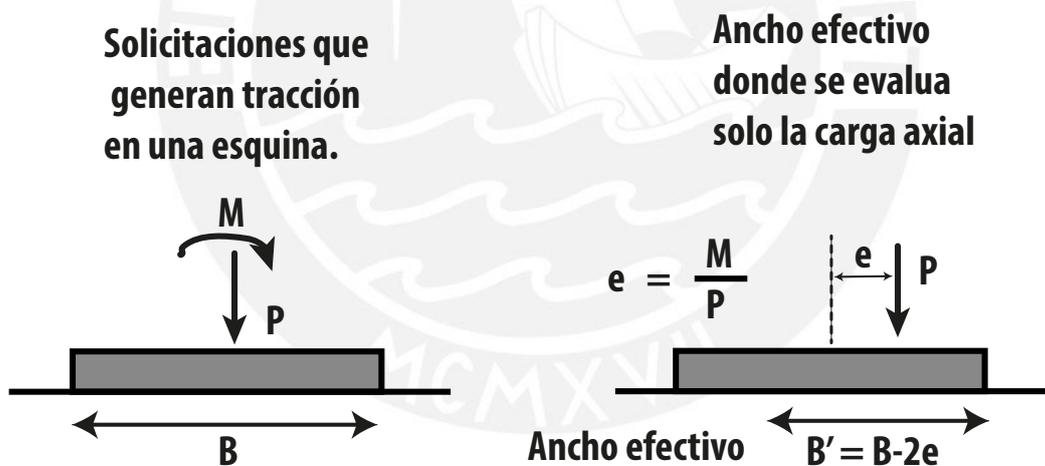


Figura 8.8: Cálculo del ancho efectivo según Meyerhof

Mediante este método se calcula el ancho efectivo para la dirección XX como se observa en la figura 8.9 y para la dirección YY como se observa en la figura 8.10. La excentricidad es calculada con el peso sísmico, la cortante estática total mencionada en la sección y la altura total de 12m del edificio.

Análisis en dirección XX

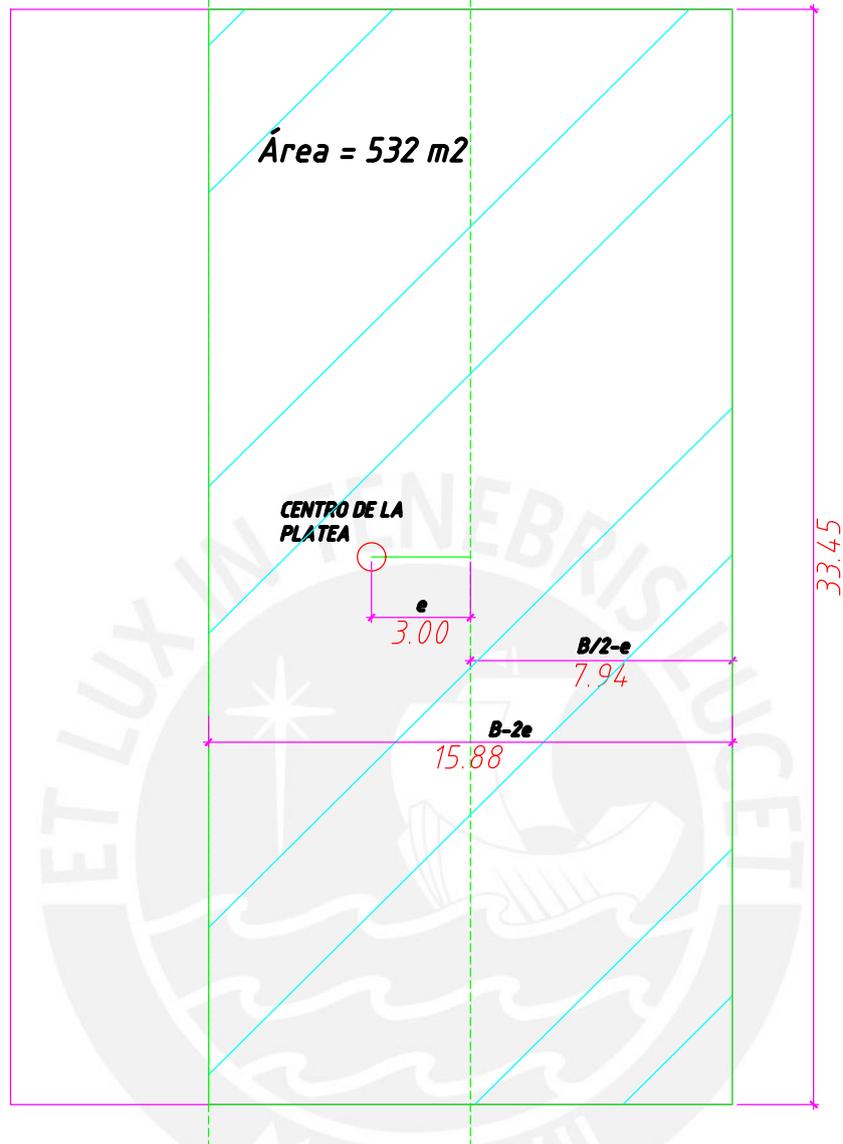


Figura 8.9: Cálculo del ancho efectivo para la dirección XX según Meyerhof

El ancho efectivo para la dirección XX es de 15.88 m y el área es de 532 m^2 .

Análisis en dirección YY

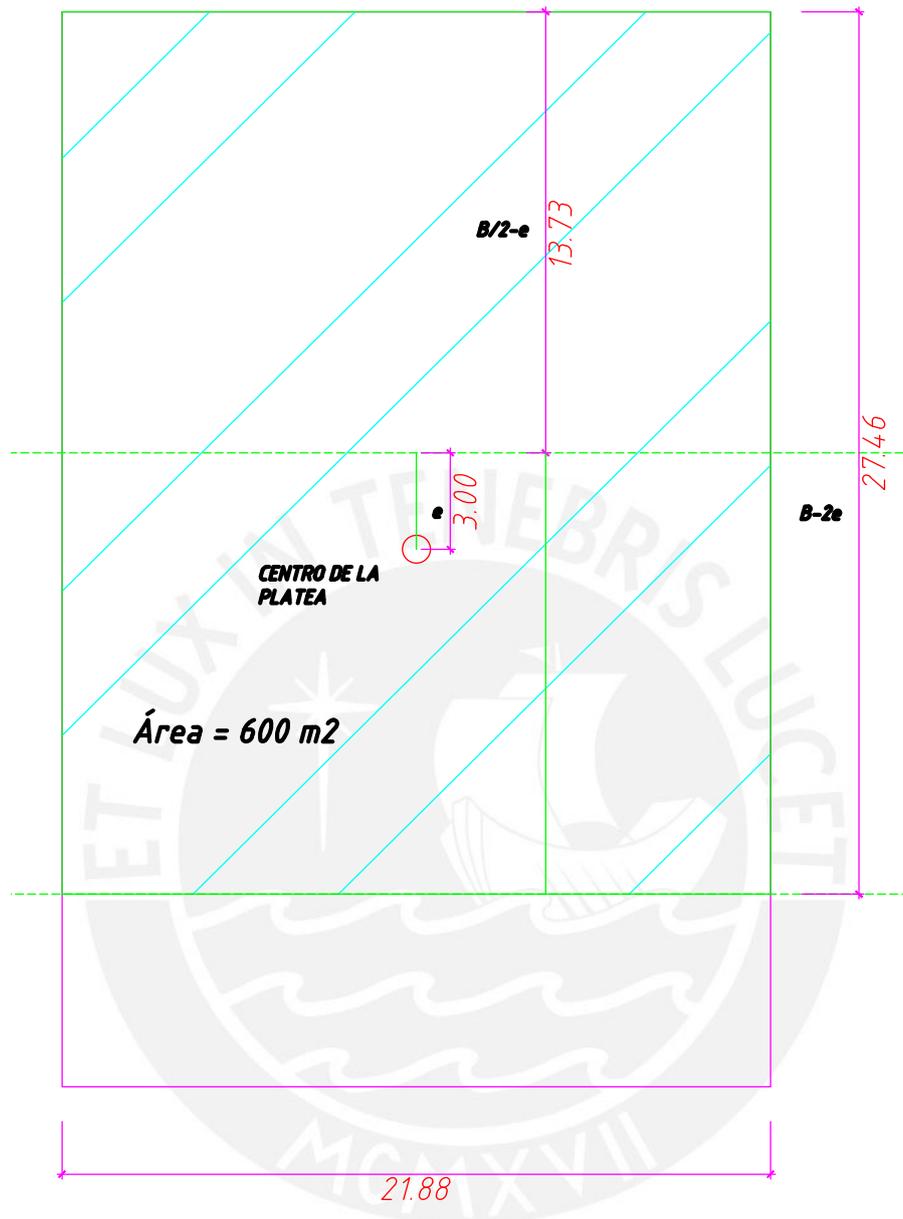


Figura 8.10: Cálculo del ancho efectivo para la dirección YY según Meyerhof

El ancho efectivo para la dirección YY es de 27.46m y el área es de 600 m^2 .

Por último, se procede a calcular el esfuerzo por sismo para el caso más desfavorable, es decir donde el área es menor.

$$\sigma_{sismo} = \frac{2115}{532} = 4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo sísmico calculado manualmente es de $4 \text{ ton}/\text{m}^2$, menor al calculado según SAFE que en su gran mayoría tiene esfuerzos de 3 a $7 \text{ ton}/\text{m}^2$.

8.5. Diseño por flexión y cortante de la platea de cimentación

Se utilizará el modelo de la platea con el fin de calcular los bastones necesarios. Las consideraciones para la resistencia por flexión y para cortante son como las de una losa en dos direcciones tal como se analizó en el capítulo 5 de la presente tesis. Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño son las siguientes:

- $1.25(CM + CV) \pm S_x$
- $1.25(CM + CV) \pm S_y$
- $0.9CM \pm S_x$
- $0.9CM \pm S_y$
- $1.4CM + 1.7CV$

La envolvente de las combinaciones de carga de diseño se utiliza para el cálculo de momentos flectores y fuerzas cortantes de diseño, con el fin de calcular el acero de refuerzo y el cálculo del peralte de la platea de cimentación respectivamente.

8.6. Ejemplo de la platea de cimentación

Se presenta el diseño de dos paños de la cimentación a analizar en la figura 8.11.

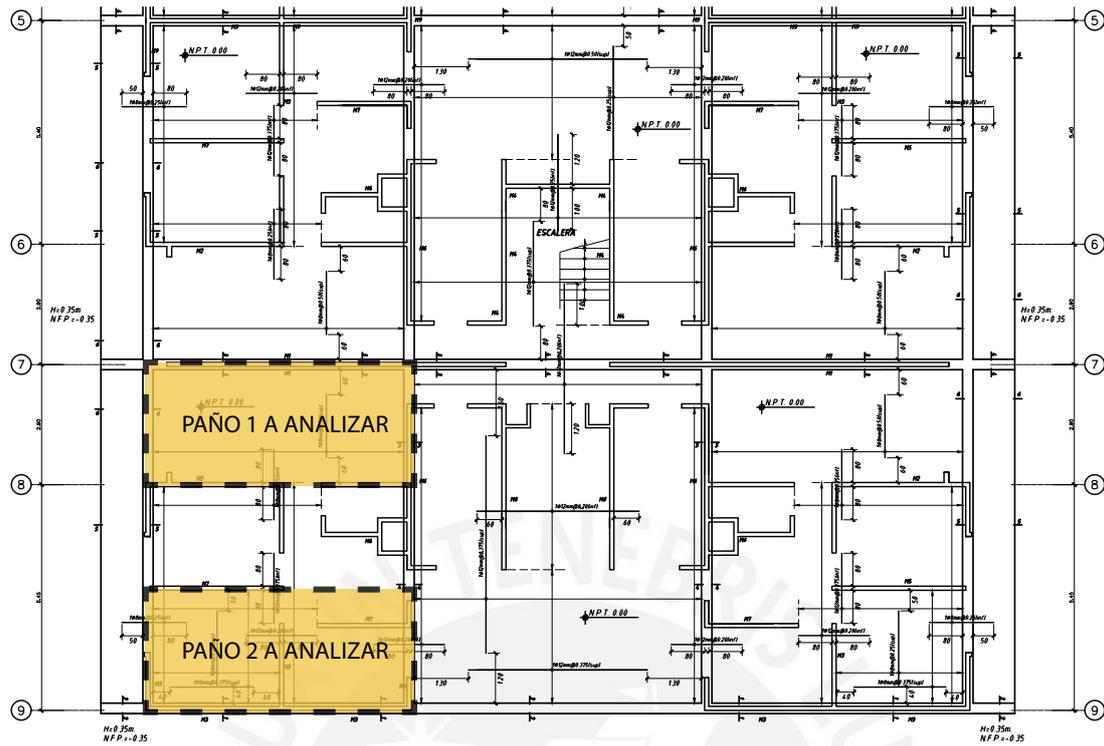


Figura 8.11: Paños de placa de cimentación a diseñar

Se presentan las fuerzas cortantes para el caso de carga de envolvente de fuerzas últimas de diseño en la cimentación para la dirección X en la figura 8.12 y para la dirección Y en la figura 8.13.

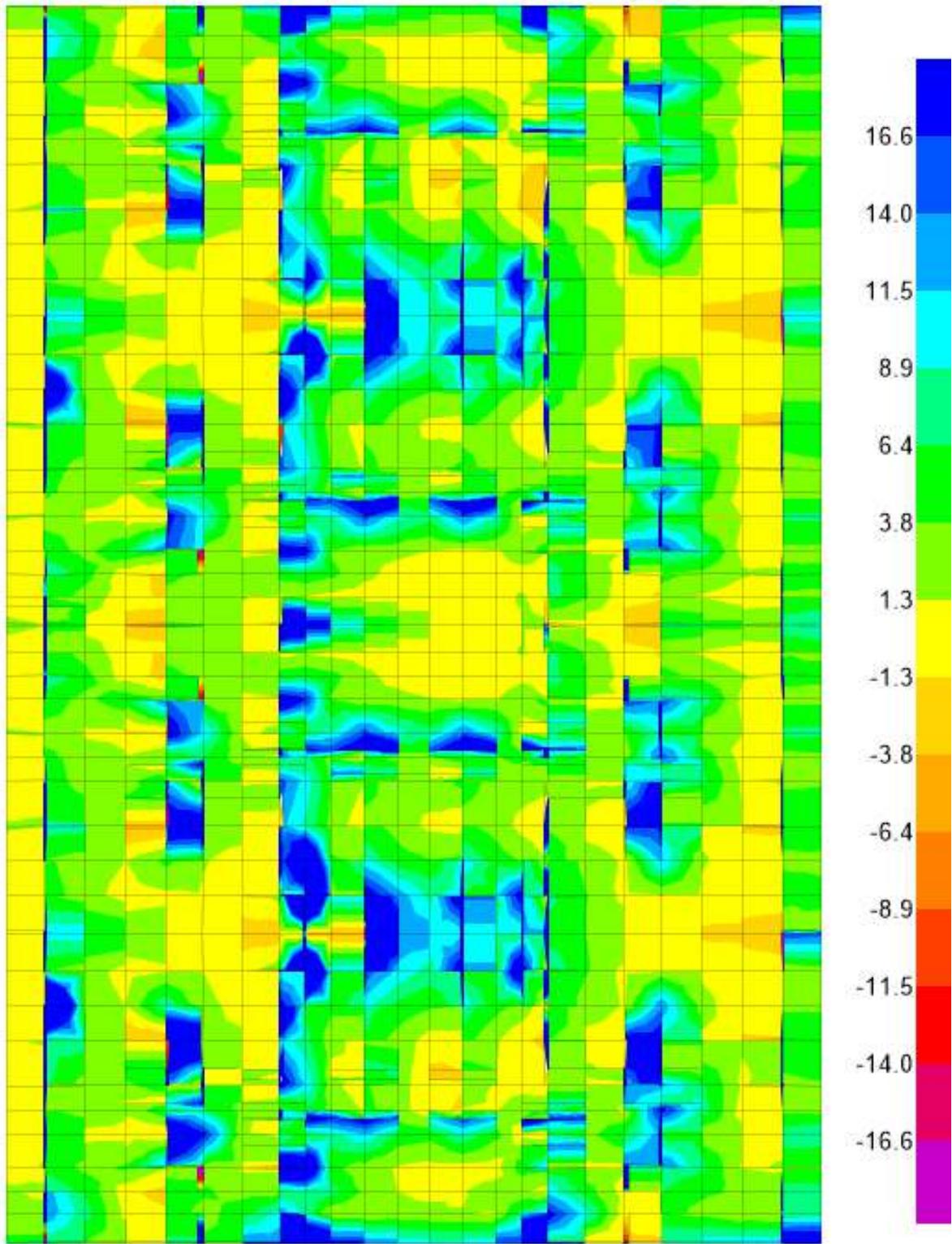


Figura 8.12: Envolvente de cargas últimas de diseño: diagrama fuerza cortante en la dirección X (ton)

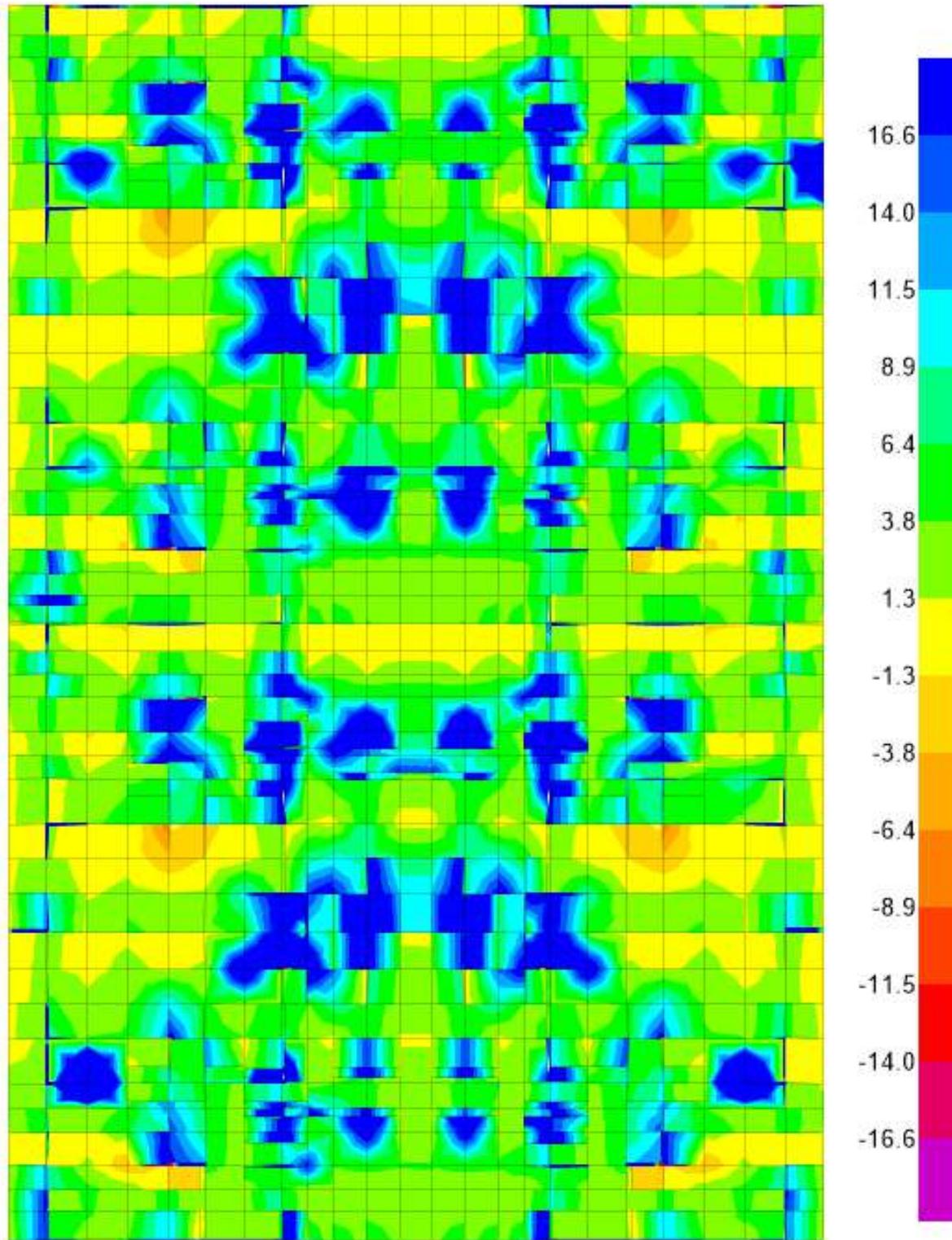


Figura 8.13: Envoltorio de cargas últimas de diseño: diagrama fuerza cortante en la dirección Y (ton)

Luego de la revisión de las fuerzas cortantes se procede a verificar si el peralte seleccionado es

suficiente.

Paño 1:

Para la verificación del peralte por corte se calculan las fuerzas cortantes máximas en el paño y luego la resistencia por parte de la platea de cimentación de 35cm de peralte, con el fin de determinar que la resistencia es mayor que la fuerza cortante actuante última.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 100 \cdot 28 = 16687 \text{ kg/m}$$

En las zonas cercanas a las placas a “d” de la cara de estas se tiene una fuerza cortante en ambas direcciones de 16 000 kg salvo algunas concentraciones. Por lo tanto, el peralte es satisfactorio para soportar las fuerzas cortantes.

Paño 2:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 100 \cdot 28 = 16687 \text{ kg/m}$$

En las zonas cercanas a las placas a “d” de la cara de estas se tiene una fuerza cortante en ambas direcciones de 15 800 kg salvo concentraciones. Por lo tanto, el peralte es satisfactorio para soportar las fuerzas cortantes.

Una vez definido el peralte de la platea de 35cm se coloca el acero de refuerzo. El diagrama de momento flector máximo positivo y negativo en la dirección X se presenta en la figura 8.14 y 8.15 respectivamente. El diagrama de momento flector máximo positivo y negativo en la dirección Y se presenta en la figura 8.16 y 8.17 respectivamente.

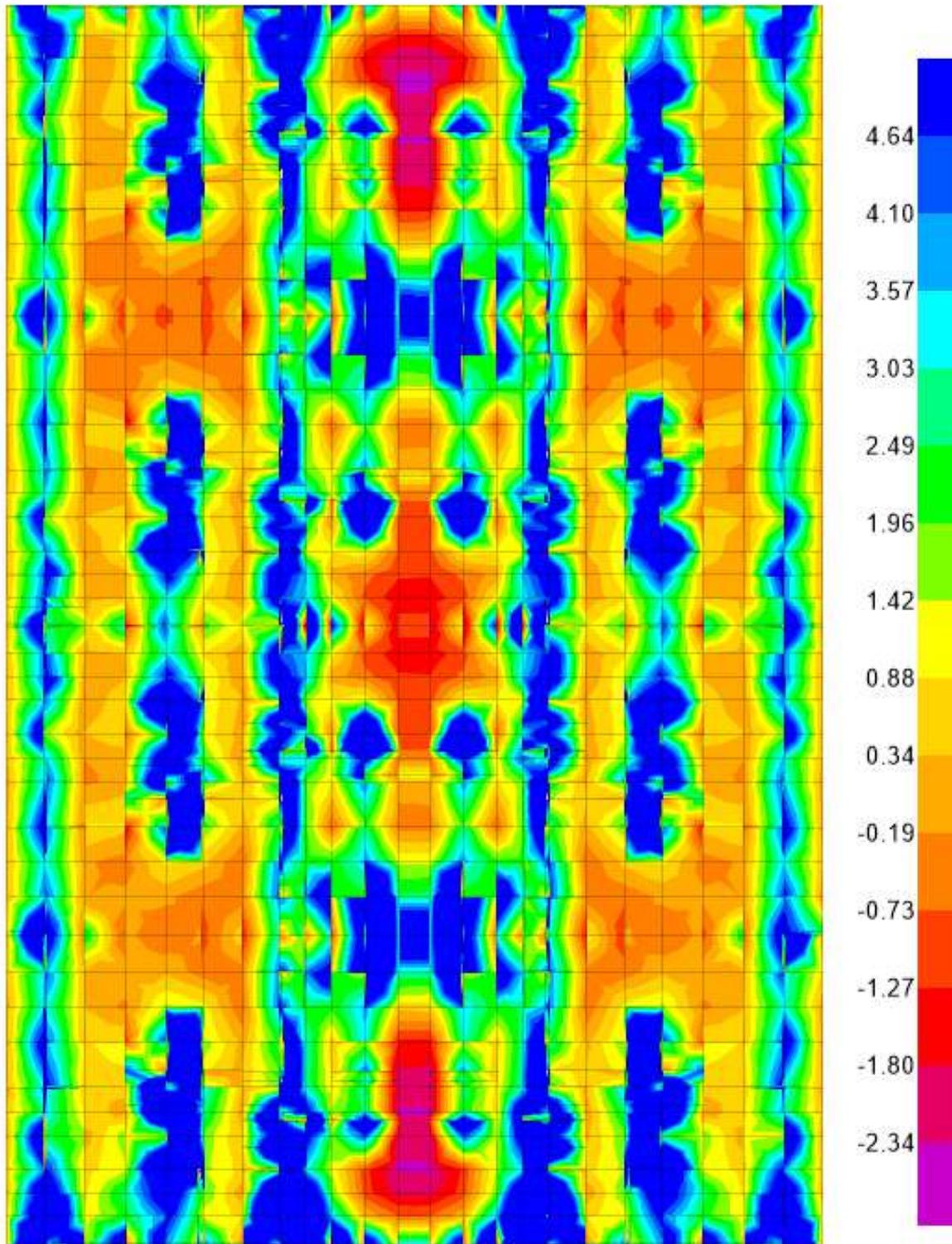


Figura 8.14: Envoltorio de cargas últimas de diseño: diagrama momento flector máximo positivo en la dirección X (ton-m)

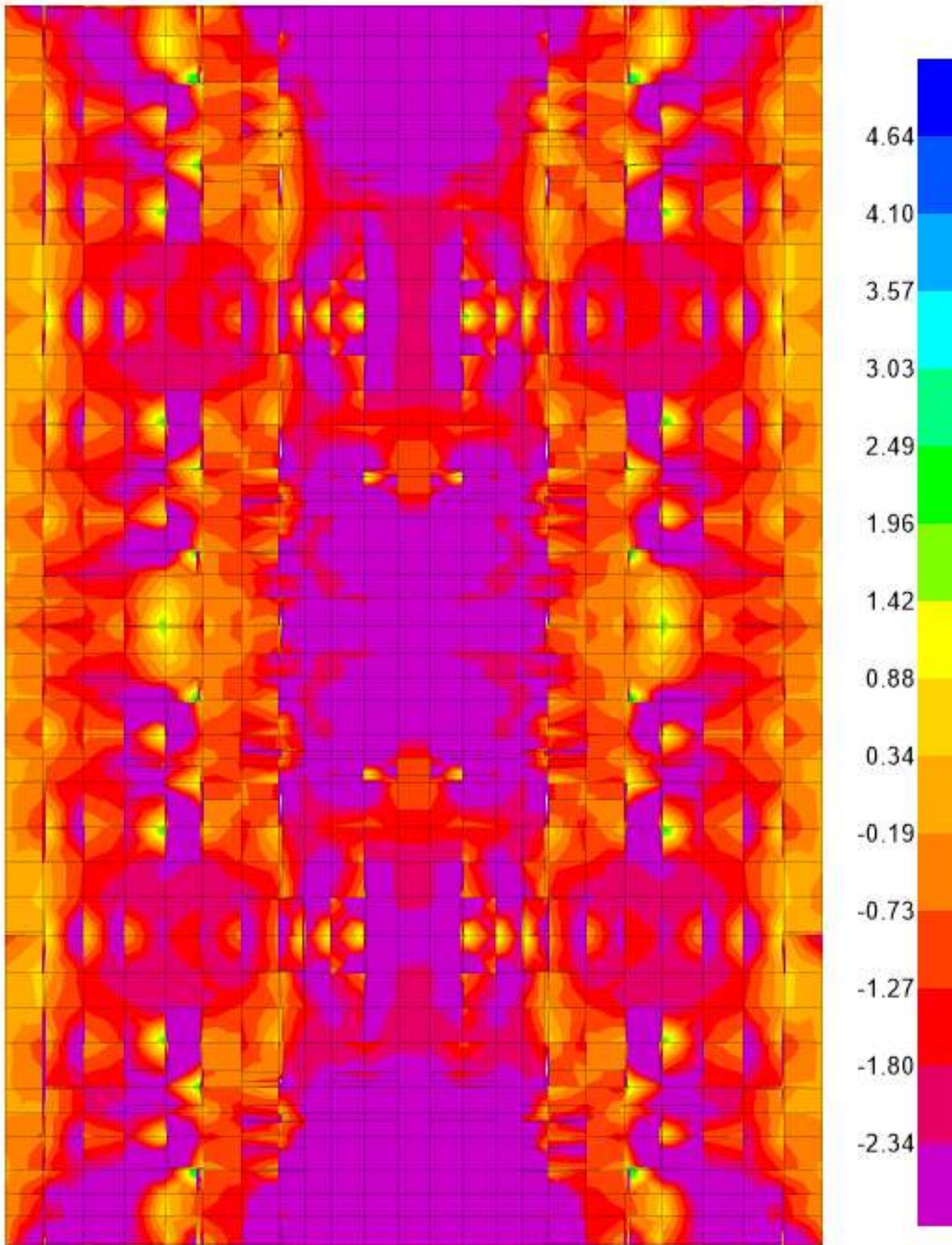


Figura 8.15: Envoltorio de cargas últimas de diseño: diagrama momento flector máximo negativo en la dirección X (ton-m)

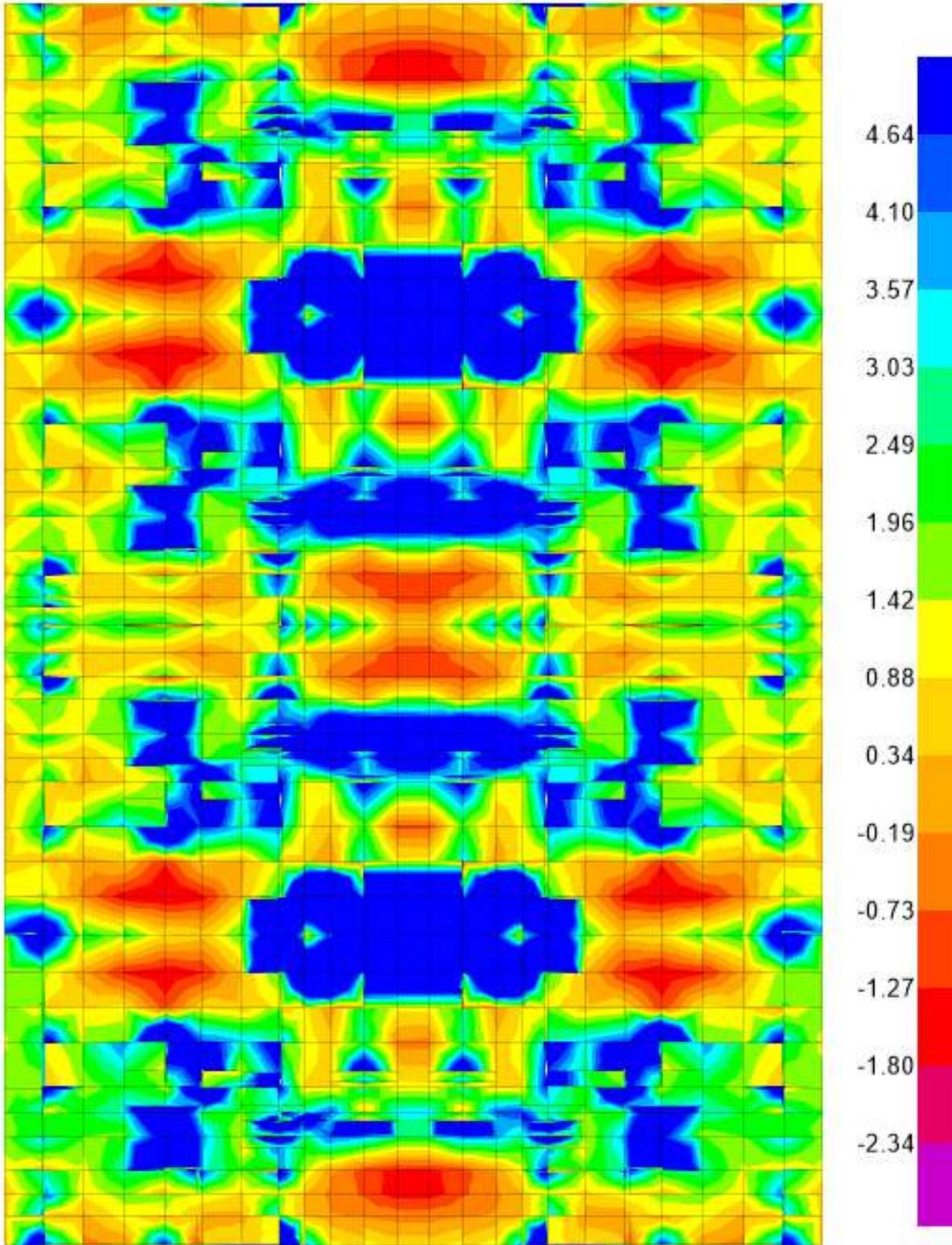


Figura 8.16: Envoltorio de cargas últimas de diseño: diagrama momento flector máximo positivo en la dirección Y (ton-m)

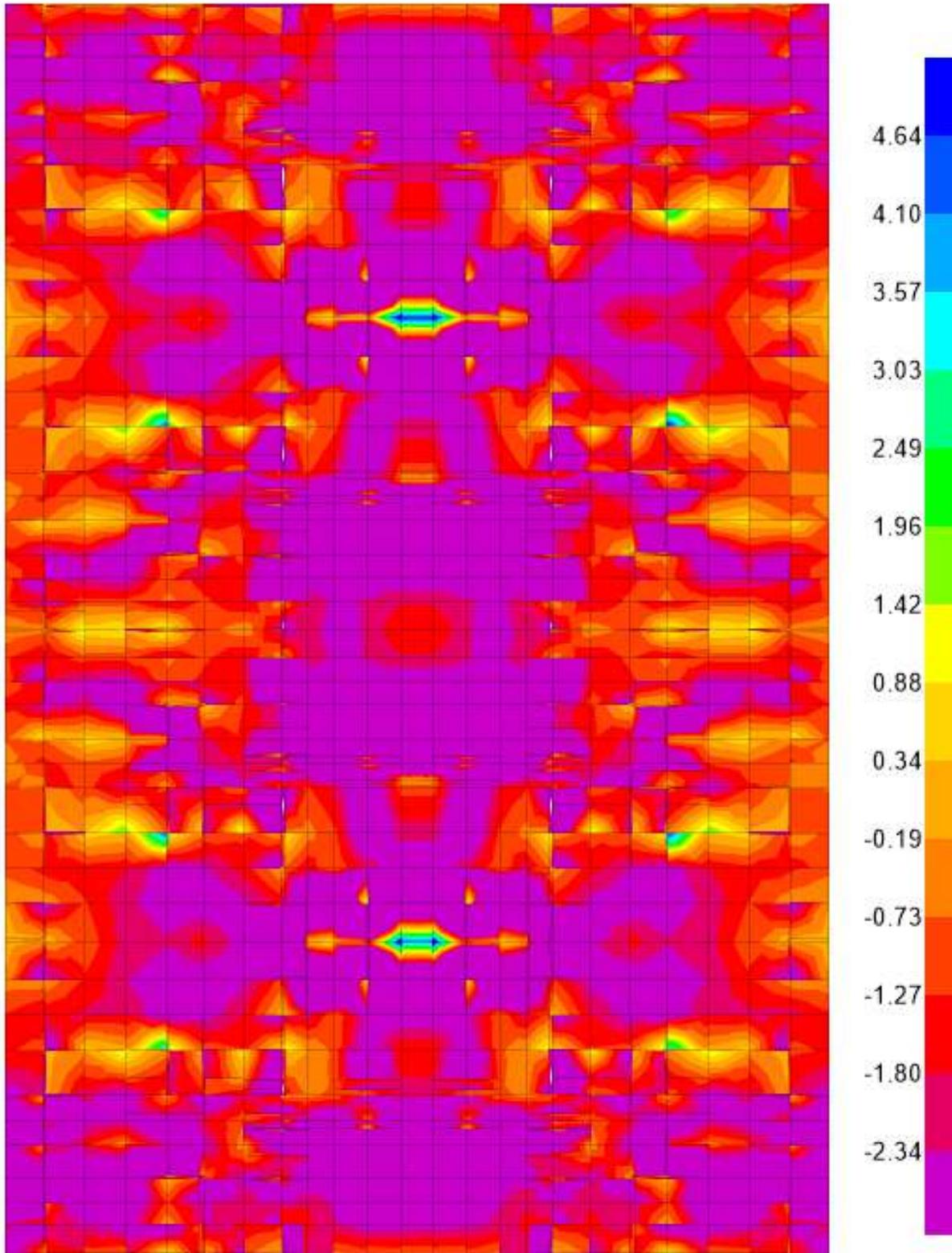


Figura 8.17: Envoltorio de cargas últimas de diseño: diagrama momento flector máximo negativo en la dirección Y (ton-m)

Primero se calculará el acero mínimo por temperatura para una platea de cimentación de 35cm de peralte con la ecuación 5.8.

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 35 = 6.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Esta cantidad de acero mínimo es repartido como malla superior y malla inferior. Dado que hay una mayor sollicitación de esfuerzos en la parte inferior, se coloca mayor cuantía en la parte inferior; la malla inferior es de acero de 12mm espaciado cada 25cm (4.48 cm^2) y la malla superior es de acero de 12mm espaciado cada 50cm (2.24 cm^2). Por último, se cumple el área mínima de acero en la losa, dado que al sumar el acero inferior y superior se tiene $6.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Se procede a verificar si se requieren bastones en los paños seleccionados de la figura 8.11.

Paño 1:

Se presentan en la tablas 8.4 y 8.5 , el momento último requerido, el acero correspondiente a este y el acero de refuerzo colocado en la dirección X y dirección Y respectivamente.

Tabla 8.4: Acero de refuerzo en paño 1 de platea de cimentación en la dirección X

DIRECCIÓN X	
Momento último negativo (ton-m)	Momento último positivo (ton-m)
2.2	3.5
Acero requerido negativo (cm^2)	Acero requerido positivo (cm^2)
2.1	3.36
Refuerzo colocado negativo	Refuerzo colocado positivo
Malla 12mm @0.50 (2.24 cm^2)	Malla 12mm @0.25(4.48 cm^2)

Tabla 8.5: Acero de refuerzo en paño 1 de platea de cimentación en la dirección Y

DIRECCIÓN Y	
Momento último negativo (ton-m)	Momento último positivo (ton-m)
3	9
Acero requerido negativo (cm^2)	Acero requerido positivo (cm^2)
2.88	8.9
Refuerzo colocado negativo	Refuerzo colocado positivo
Malla 12mm @0.50 + bastón de refuerzo de 8mm@0.50 (3.34 cm^2)	Malla 12mm @0.50 + bastón de refuerzo de 12mm@0.20 (10.08 cm^2)

Paño 2:

Se presentan en la tablas 8.6 y 8.7, el momento último requerido, el acero correspondiente a este y el acero de refuerzo colocado en la dirección X y dirección Y respectivamente.

Tabla 8.6: Acero de refuerzo en paño 2 de platea de cimentación en la dirección X

DIRECCIÓN X	
Mu neg (ton-m)	Mu pos (ton-m)
3.5	9.1
As requerido negativo (cm^2)	As requerido positivo (cm^2)
3.35	9.01
Refuerzo colocado negativo	Refuerzo colocado positivo
Malla 12mm @0.50 + bastón de refuerzo de 8mm@0.25 ($3.57 cm^2$)	Malla 12mm + bastón de refuerzo de 12mm@0.20 ($10.08 cm^2$)

Tabla 8.7: Acero de refuerzo en paño 2 de platea de cimentación en la dirección Y

DIRECCIÓN Y	
Mu neg (ton-m)	Mu pos (ton-m)
4.5	7.5
As requerido negativo (cm^2)	As requerido positivo(cm^2)
4.33	7.31
Refuerzo colocado negativo	Refuerzo colocado positivo
Malla 12mm @0.50 + bastón de refuerzo de 12mm@0.375 ($5.23 cm^2$)	Malla 12mm @0.50 + bastón de refuerzo de 12mm@0.20 ($10.08 cm^2$)

De esta forma el acero colocado es mayor al requerido y por lo tanto, el diseño es satisfactorio.

8.7. Vigas de cimentación

La norma E060 exige el uso de vigas (dientas o uñas) en los bordes de la cimentación y también el interior de la platea. Las vigas de borde según el artículo 21.10.3.b de la norma E060 debe tener una profundidad mínima de 60cm o dos veces el espesor de la losa por debajo de la losa o del nivel exterior (Sencico, 2009). Dado que la platea es de 35cm y la profundidad tiene como caso crítico dos veces el peralte de la losa, el peralte final de la viga es de 105cm. Las vigas internas según el artículo 21.10.3.c de la norma E060 deben tener una profundidad mínima de

dos veces el espesor de la platea (Sencico, 2009), por lo tanto el peralte de las vigas internas son de 105 cm. El ancho mínimo de las vigas de cimentación según el artículo 21.10.3.d es de 25cm.

Las vigas de cimentación están contra el suelo y trabajan como parte de la platea de cimentación recibiendo las mayores solicitaciones en la platea de cimentación por ubicarse debajo de los muros. La viga de cimentación se encuentra sobredimensionada dado que su función principal es confinar el material de relleno de ingeniería, por ello solo requiere del acero mínimo de una viga.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b w d = \frac{0.7\sqrt{175}}{4200} \cdot 25 \cdot 95 = 5.24 \text{ cm}^2$$

Se ha colocado 3 aceros corridos de 5/8" (6 cm^2) para cumplir con el acero mínimo por flexión y una cuantía de 0.002 de acero distribuido en el alma dado que la viga es de dimensiones grandes.

$$A_{s_{distribuido}} = 0.002 \cdot 25 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2$$

El acero distribuido es de 5 cm^2 por cada metro de viga, se ha colocado 5 cm^2 en dos capas, donde cada capa tiene 5 aceros de 8mm (2.5 cm^2).

Se han colocado estribos mínimos dado que la viga se encuentra sobredimensionada. El diámetro mínimo para aceros inferiores o iguales a 1/2" es de 8mm según la norma E060 (Sencico, 2009). El espaciamiento mínimo es de 30cm según la norma E060 (Sencico, 2009). Se han colocado estribos de 8mm espaciadas cada 20cm. El diseño final de una viga de borde se presenta en la figura 8.18 y de una viga interna en la figura 8.19.

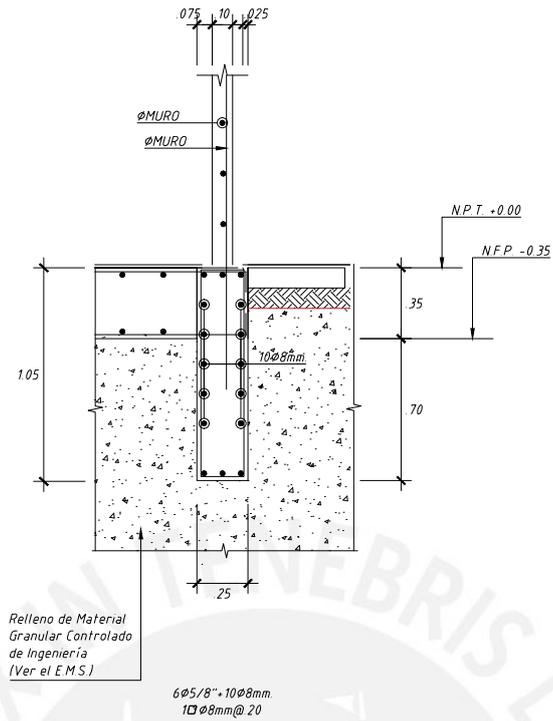


Figura 8.18: Diseño final de la viga de cimentación de borde

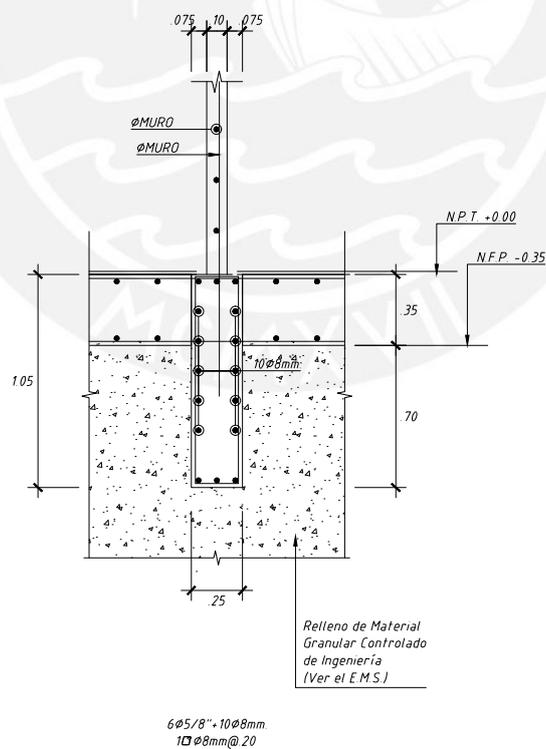


Figura 8.19: Diseño final de la viga de cimentación interna

9. Metrados de materiales

9.1. Metrado de ratios por m^3 de concreto y m^2 construido

Dado que en este tipo de edificios se busca reducir costos, se realiza un metrado del concreto y del acero para obtener un ratio del acero que se utiliza por m^3 de concreto. El ratio es calculado por elemento estructural, es decir, por losas, placas, cimentación, el cual se muestra en la tabla 9.1.

Tabla 9.1: Metrado de acero por m^3 de concreto

Elemento estructural	kg/m^3
Losas	35.8
Placas	56.8
Losa de cimentación	43.5
Vigas de cimentación	65

Además se presentan ratios de concreto y acero por elemento estructural respecto de los metros cuadrados construidos en planta. Se presenta el ratio del concreto y acero por m^2 construido en la tabla 9.2.

Tabla 9.2: Ratios de concreto y acero por m^2 construido

	Ratio concreto (m^3/m^2)	Ratio de acero (kg/m^2)
Placas	0.151	8.6
Losa	0.09	3.2
Cimentación	0.12	5.7
Todo el edificio	0.36	17.5

Los ratios de concreto y acero por m^2 construido son menores a los de un edificio convencional dual o de muros, se espera que los ratios sirvan para darse idea del ahorro que se puede obtener respecto de otros tipos de sistemas estructurales.

10. Comentarios y conclusiones

10.1. Estructuración y predimensionamiento

El predimensionamiento inicial en muros y losas es suficiente para que en el diseño no sea necesario modificarlo. En el predimensionamiento de la platea de cimentación se agrega un volado de 1 metro en los bordes en la dirección X dado que se tenían concentraciones en el borde en el análisis por sismo.

10.2. Metrado de cargas

El resultado manual es similar al resultado que arrojaron los programas computacionales SAP2000 y ETABS, de esta manera se corrobora que no hay pérdida de cargas y que el modelo refleja la realidad.

10.3. Análisis Sísmico

Dado que en los EMDL normalmente hay gran densidad de muros y este es un edificio con bastante densidad (0.26 y 0.37 ml/m^2 en la dirección XX y YY respectivamente), el edificio es bastante rígido y tiene un desplazamiento pequeño, así como un periodo bajo. El periodo fundamental en el primer modo (desplazamiento en dirección Y) es 0.196 segundos con una masa participativa de 70% , el segundo modo (rotación en Z) tiene un periodo de 0.132 segundos con una masa participativa de 48% y por último, el tercer modo (desplazamiento en dirección XX) tiene un periodo de 0.113 segundos con una masa participativa de 48% . La deriva en el análisis dinámico modal espectral en la dirección X es de 0.64% mientras que en la dirección Y la deriva en el análisis dinámico es de 1.55% , por lo tanto, la deriva en ambas direcciones es menor al máximo permisible de 5% acorde a la norma E030.

La única irregularidad que tiene el edificio es de discontinuidad en el diafragma con un factor de 0.85 y con un coeficiente de reducción básico igual a 4 por ser un edificio de muros de ductilidad limitada, por último, el valor de R final es de 3.4 debido a la discontinuidad en el diafragma.

10.4. Diseño

Los paños de losas tienen luces pequeñas, entonces las solicitaciones por momento flector son bajas incluso para una losa de 10 centímetros, asimismo se puede verificar por servicio que las deflexiones son muy bajas.

En el diseño de placas se obtuvieron grandes solicitaciones por flexión en el primer y en el segundo piso. Hubo una reducción por flexión y mayor cortante en el segundo piso en algunos casos, por lo tanto el diseño por capacidad fue más necesario en el segundo piso. El diseño por capacidad se aplica en varios pisos dado que muchos muros son largos. Se demuestra que no es necesario el confinamiento en MDL como lo menciona la norma E060 dado que la profundidad del eje neutro resulta bastante inferior al límite establecido en la norma E060.

La platea de cimentación tiene acero adicional a la malla por flexión inferior y superior en ambas direcciones. La platea tiene un volado de un metro con el fin de disminuir las presiones y los esfuerzos por corte. Las diferencias entre las cargas del ETABS y SAFE es de 8% para carga axial muerta, ninguna diferencia para carga axial viva y 2.5% para momentos flectores.

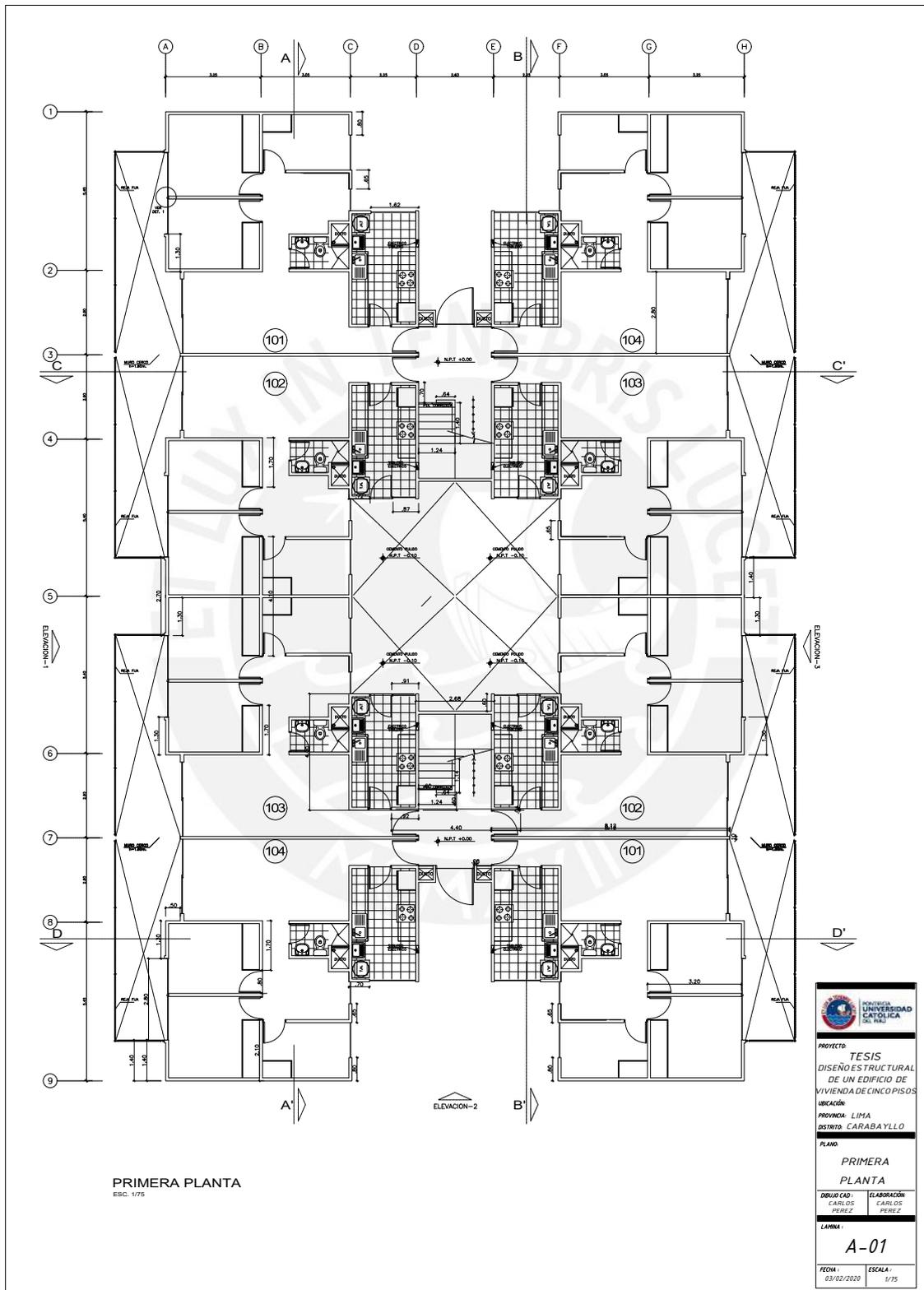
10.5. Costos

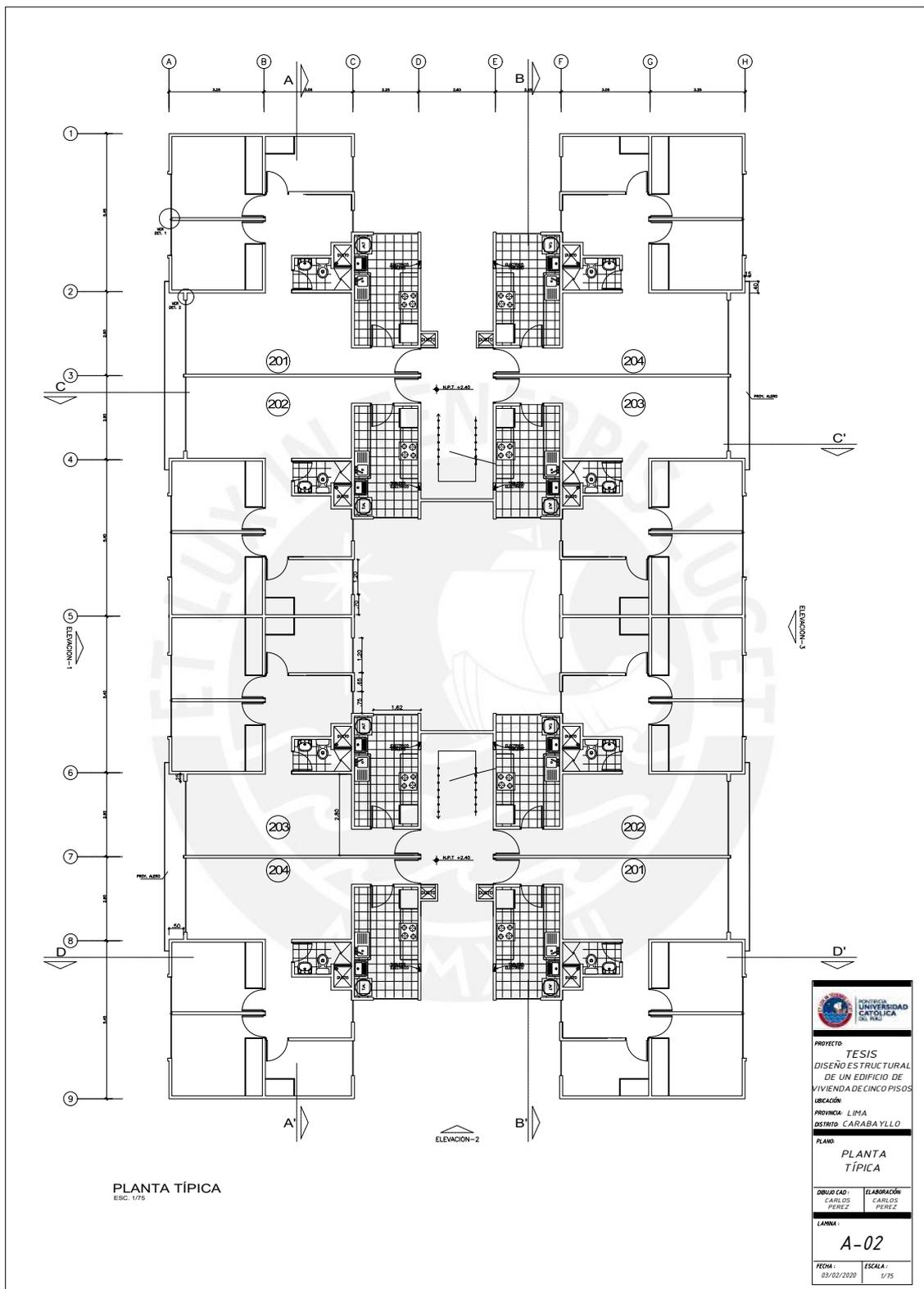
En un EMDL se tiene un ratio de concreto de $0.36 \text{ m}^3/\text{m}^2$ construido y un ratio de acero de $17.5 \text{ kg}/\text{m}^2$ construido. Además hay un ahorro dado que en los EMDL no utiliza tabiquería como sí se debería de utilizar en un edificio convencional.

Bibliografía

- Blanco, A. (1991). Estructuración y diseño en concreto armado. *Colección del Ingeniero Civil, Colegio de Ingenieros del Perú. Lima, Perú.*
- Chopra, A. K. (2014). Dinámica de estructuras, 4ta edición. En (pp. 467–513). Pearson Higher Ed.
- Computer, y Structures, I. (2015). Guide User's ETABS.
- Computer, y Structures, I. (2018). Sap start.
- Galvez, A. (2020). Evaluación sísmica basado en desempeño. material del seminario análisis no lineal. *Grupo La Rianza.*
- Harmsen, T. E. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado.* Fondo editorial PUCP.
- Kalmanok, A., Trucillo, A., y Snitko, I. (1961). *Manual para cálculo de placas.* Editora Inter Ciencia.
- Meyerhof, G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. En *Proc. of the 3rd int. conf. on smfe* (Vol. 1, pp. 440–445).
- Morrison, N. (1993). Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de winkler. *Universidad Politécnica de Cataluna, Barcelona-Espanha.*
- Muñoz, J. (2009). La ingeniería sismorresistente, apuntes del curso ingeniería antisísmica 1. *Pontificia universidad católica del Perú.*
- Ottazzi, G. (2018). *Apuntes del curso concreto armado i.*
- Park, R., y Paulay, T. (1997). *Estructuras de concreto reforzado.* Limusa.
- Sencico. (2009). Norma e.060 concreto armado. *Concreto Armado, Lima, Diario Oficial el Peruano.*
- Sencico. (2018). Norma técnica de edificaciones e.030 diseño sismorresistente. *Concreto Armado, Lima, Diario Oficial el Peruano.*
- Tavera, H., y Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú.
- Villarreal, G. (2015, Julio). *Muros de ductilidad limitada - entrevista al dr. genner villarreal.* Revisado 02-05-2020. (Recuperado de <http://edificacionesdecalidad.com/muros-ductilidad-peru>)

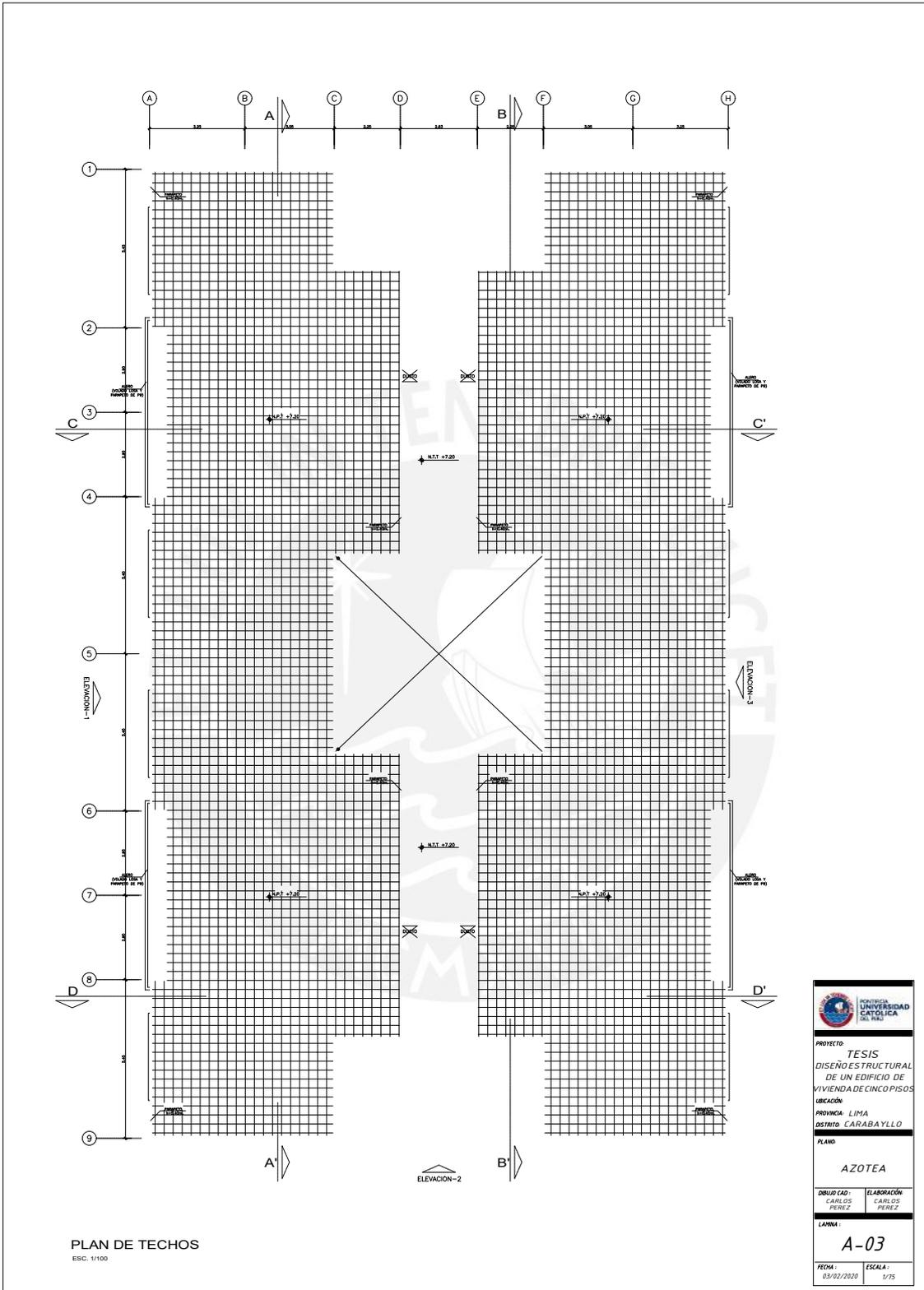
A. Anexo A: Planos de arquitectura





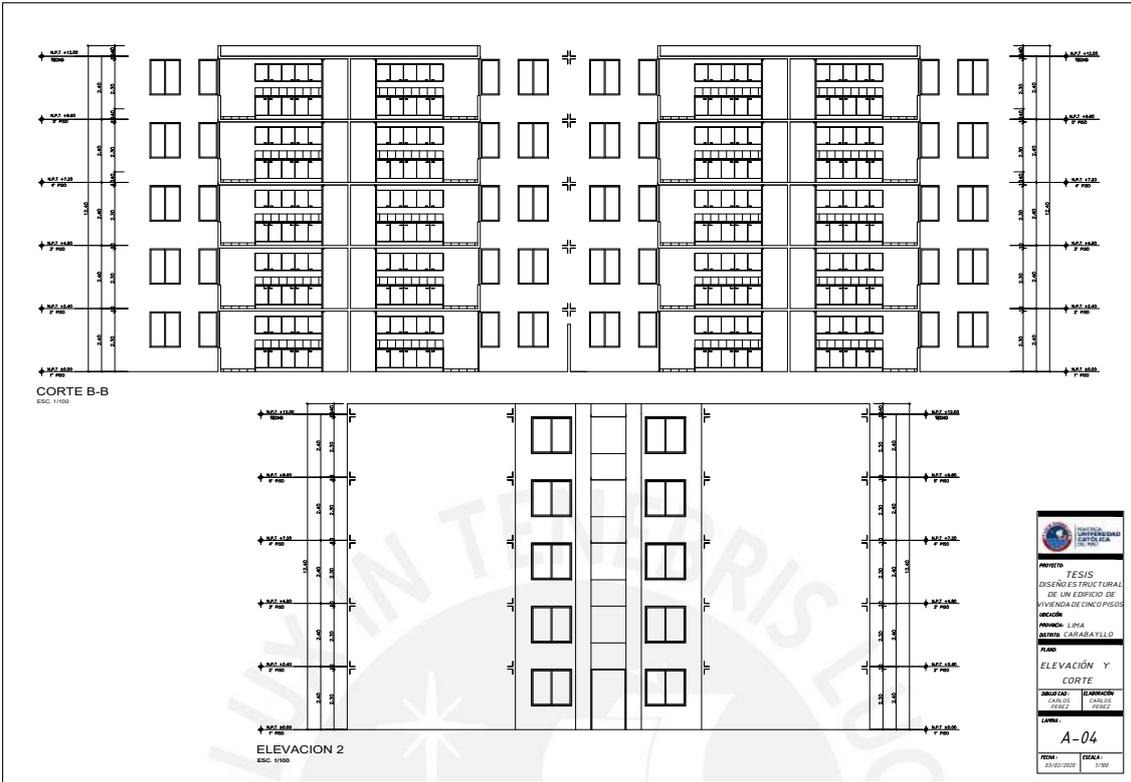
PLANTA TÍPICA
ESC. 1/75

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE CINCO PISOS	
UBICACIÓN: PROVINCIA: LIMA DISTRITO: CARABAYLLO	
PLANO: PLANTA TÍPICA	
DIBUJADO: CARLOS PEREZ	ELABORACIÓN: CARLOS PEREZ
LAMINA: A-02	
FECHA: 03/02/2020	ESCALA: 1/75



PLAN DE TECHOS
ESC. 1/100

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE CINCO PISOS	
UBICACIÓN: PROVINCIA: LIMA DISTRITO: CARABAYLLO	
PLANO: AZOTEA	
DIBUJANTE: CARLOS PEREZ	ELABORACIÓN: CARLOS PEREZ
LAMINA: A-03	
FECHA: 03/02/2020	ESCALA: 1/75



B. Anexo B: Planos de estructura

TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL

RELACION DE PLANOS

PLANOS	TITULO
1.0	ESPECIFICACIONES GENERALES
2.0	PLANO DE FUNDACIONES
3.0	PLANO DE VIGAS
4.0	PLANO DE COLUMNAS
5.0	PLANO DE LOSAS
6.0	PLANO DE ESCALERAS
7.0	PLANO DE PASADIZOS
8.0	PLANO DE DETALLE

ESPECIFICACIONES GENERALES

- El presente proyecto se ejecutará de acuerdo a las normas vigentes.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.

CARGAS

DESCRIPCION	VALOR
CARGA MUERTA	1.50
CARGA VIVA	2.00
CARGA VIENTO	1.00
CARGA SISMO	0.50

CONDICIONES

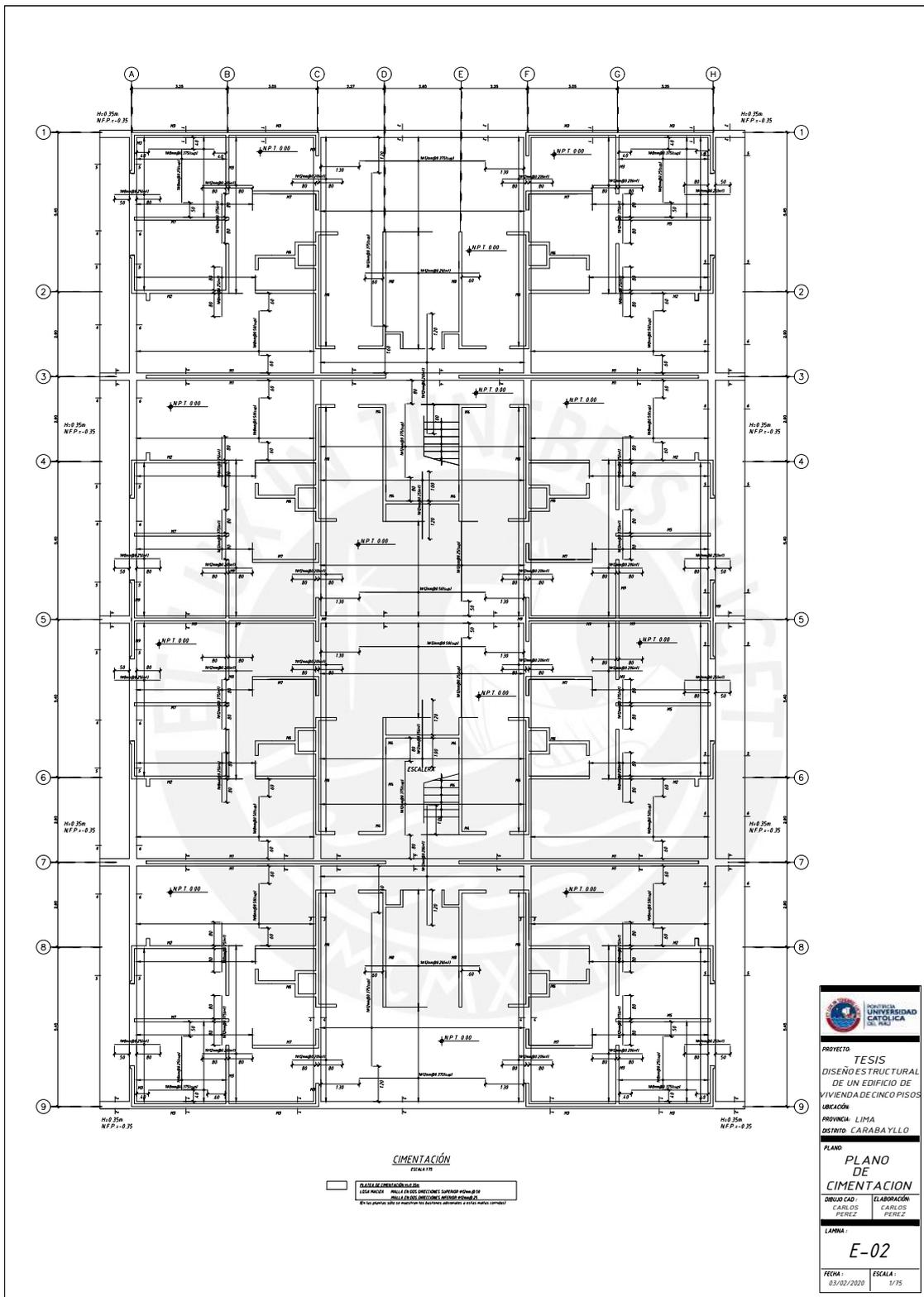
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.
- El proyecto se ejecutará de acuerdo a las especificaciones del propietario.

INDICE DE NOMENCLATURAS

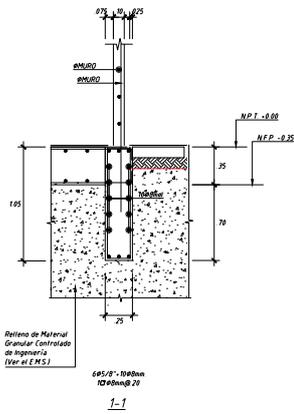
LETRA	DESCRIPCION
A	ALICATADO
B	BLOQUEADO
C	CERCA
D	DEBIDO
E	ESPECIFICACIONES
F	FUNDACIONES
G	GRANDES
H	HERRAJES
I	INDICACIONES
J	JUNTA
K	KEROLIN
L	LISTONES
M	MARCA
N	NOMENCLATURA
O	OTRO
P	PASADIZOS
Q	QUILATES
R	REJES
S	SISTEMAS
T	TUBERIAS
U	UNIFORMES
V	VIGAS
W	WALLS
X	XANTO
Y	YERBA
Z	ZANJAS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR
1	ALICATADO	m ²	100	100
2	BLOQUEADO	m ²	50	50
3	CERCA	m	10	10
4	DEBIDO	m ²	20	20
5	ESPECIFICACIONES	m ²	10	10
6	FUNDACIONES	m ²	5	5
7	GRANDES	m ²	15	15
8	HERRAJES	m ²	10	10
9	INDICACIONES	m ²	5	5
10	JUNTA	m ²	5	5
11	KEROLIN	m ²	5	5
12	LISTONES	m ²	5	5
13	MARCA	m ²	5	5
14	NOMENCLATURA	m ²	5	5
15	OTRO	m ²	5	5
16	PASADIZOS	m ²	5	5
17	QUILATES	m ²	5	5
18	REJES	m ²	5	5
19	SISTEMAS	m ²	5	5
20	TUBERIAS	m ²	5	5
21	UNIFORMES	m ²	5	5
22	VIGAS	m ²	5	5
23	WALLS	m ²	5	5
24	XANTO	m ²	5	5
25	YERBA	m ²	5	5
26	ZANJAS	m ²	5	5

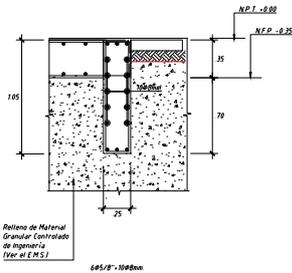
PROYECTO	TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE CINCO Pisos.
UBICACION	PROVINCIA: LINA GUAYMO CARABAYLLO
PLANO	ESPECIFICACIONES GENERALES
FECHA	2022
ESCALA	1:50



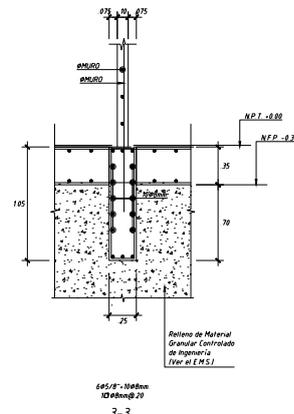
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE CINCO PISOS	
UBICACIÓN: PROVINCIA: LIMA DISTRITO: CARABAYLLO	
PLANO: PLANO DE CIMENTACION	
DIBUJO CAD: CARLOS PEREZ	ELABORACIÓN: CARLOS PEREZ
LÁMINA: E-02	
FECHA: 03/02/2020	ESCALA: 1/75



1-1

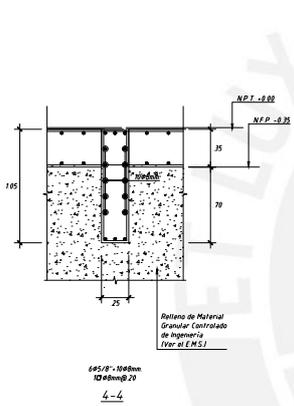


2-2

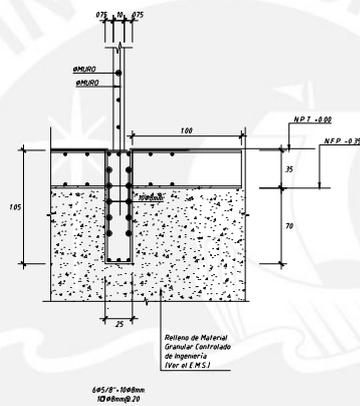


3-3

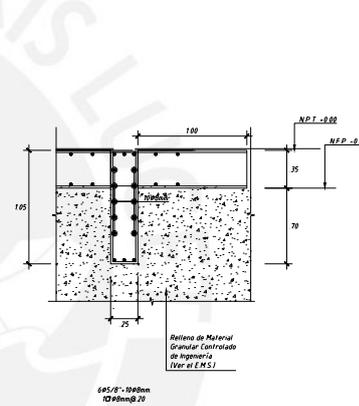
ESCALA 1/25



4-4



5-5

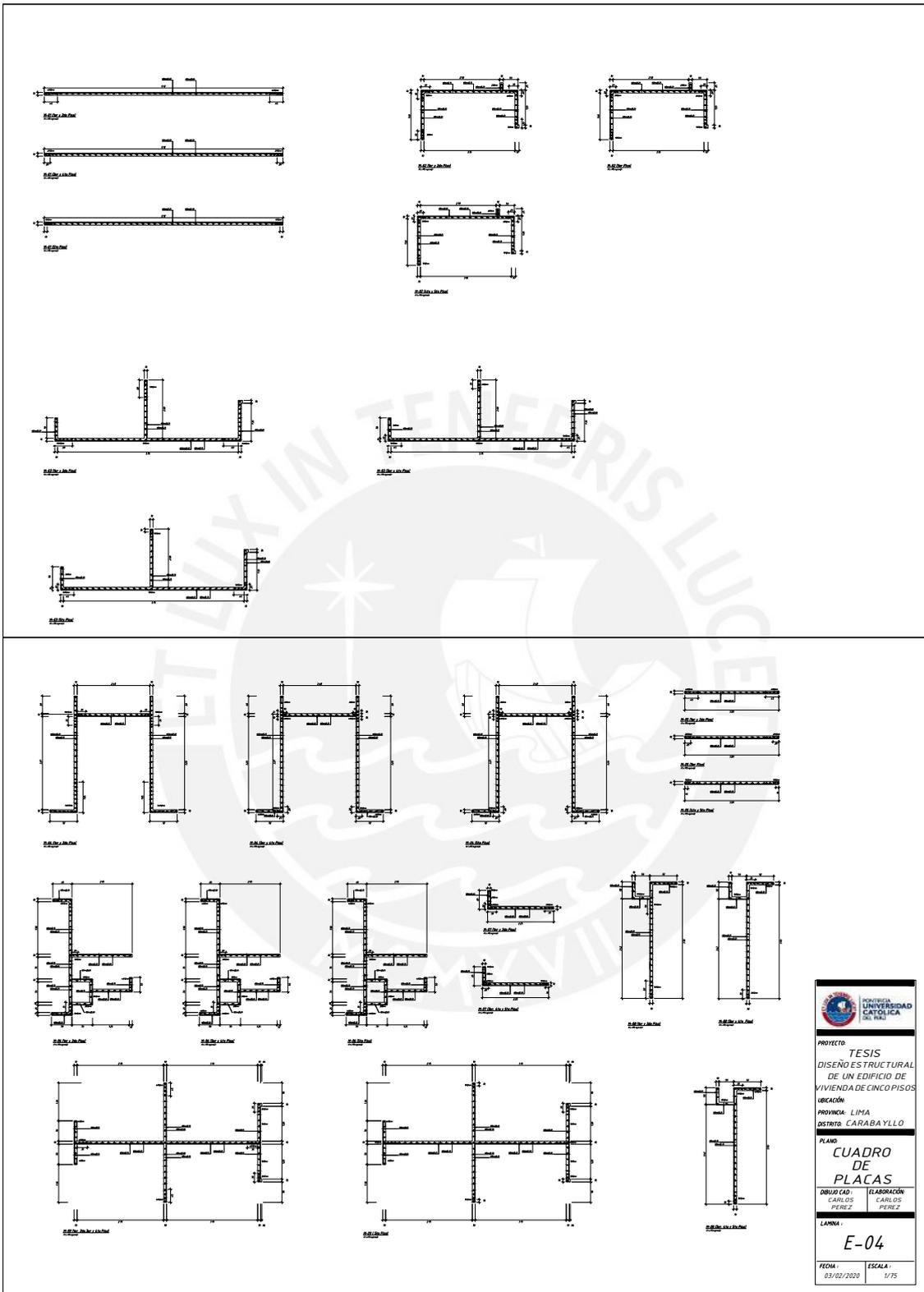


6-6

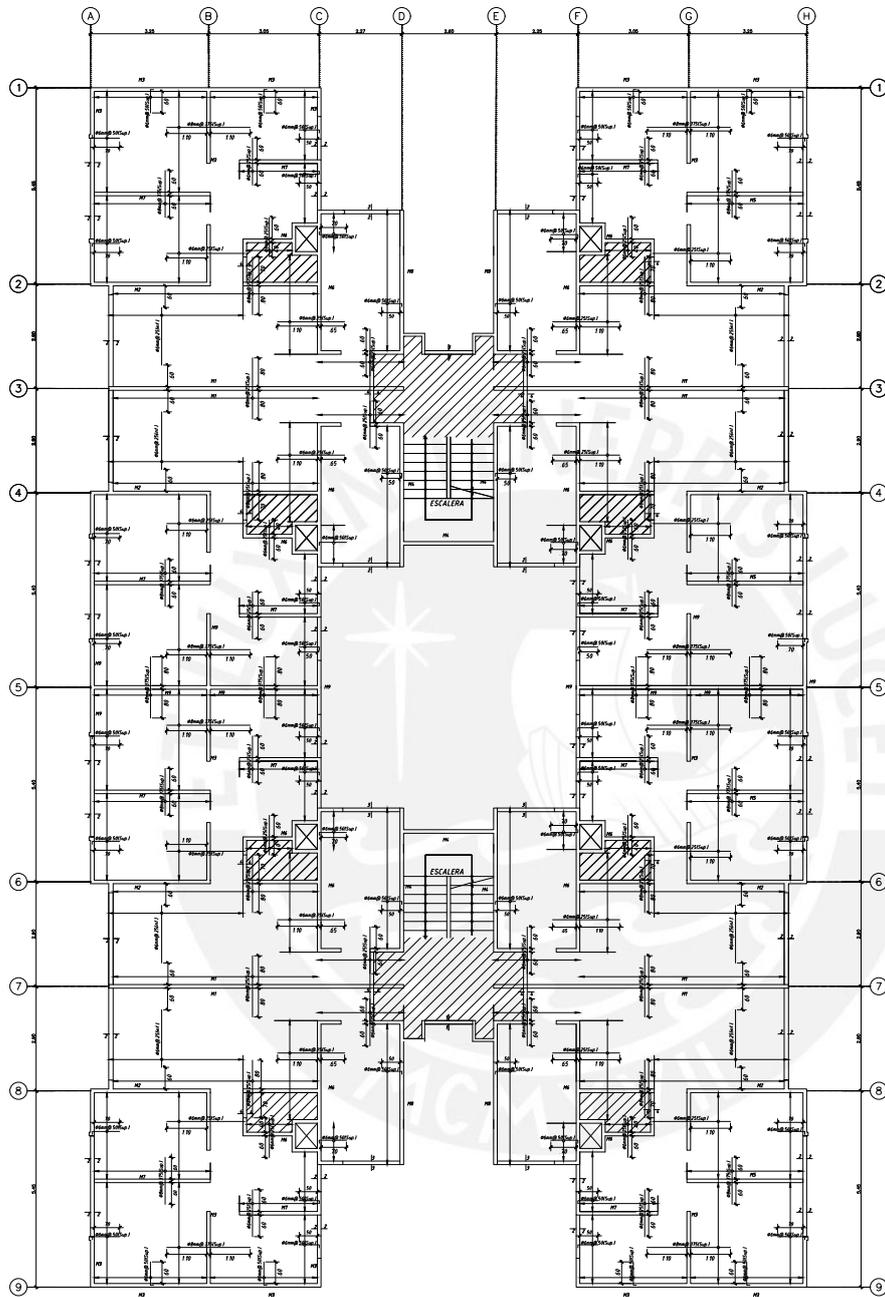
ESCALA 1/25

NOTAS:
 Nota 1: Ø horizontal ancla recto en columna o placa contigua según se indica en detalles típicos.
 De no poder desarrollarse su longitud de anclaje recto, Ø horizontal ancla recto hasta el extremo de placa o columna y luego con gancho estándar según detalles típicos.

 UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE CINCO PISOS	
UBICACIÓN: PROVINCIA: LIMA DISTRITO: CARABAYLLO	
PLANO: CORTES DE CIMENTACION	
DIBUJADO: CARLOS PEREZ	ELABORACIÓN: CARLOS PEREZ
LÁMINA: E-03	
FECHA: 03/02/2020	ESCALA: 1/25



 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE LIMA	
PROYECTO: TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE CINCO PISOS	
UBICACIÓN: PROVINCIA: LIMA DISTRITO: CARABAYLLO	
PLANO: CUADRO DE PLACAS	
DIBUJÓ CAD: CARLOS PEREZ	ELABORACIÓN: CARLOS PEREZ
LÁMINA: E-04	
FECHA: 03/02/2020	ESCALA: 1/75

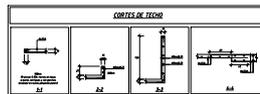


ENCOFRADO DE TECHO PARA LA PLANTA TÍPICA PARA NTP +2.40, +4.8, +7.20 y +9.6

ESCALA: 1/50
E.S. (M. S. 100)

	LESA DE ALAMBRE LESA MALLA	MALLA EN DOS DIRECCIONES (SUPERIOR e INFERIOR)
	LESA MALLA	MALLA EN DOS DIRECCIONES (SUPERIOR e INFERIOR)

En sus plantas sólo se muestran los detalles alternativos a otros planos correspondientes.



PROYECTO:
TESIS
DISEÑO ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE
VIVIENDA DE CINCO PISOS

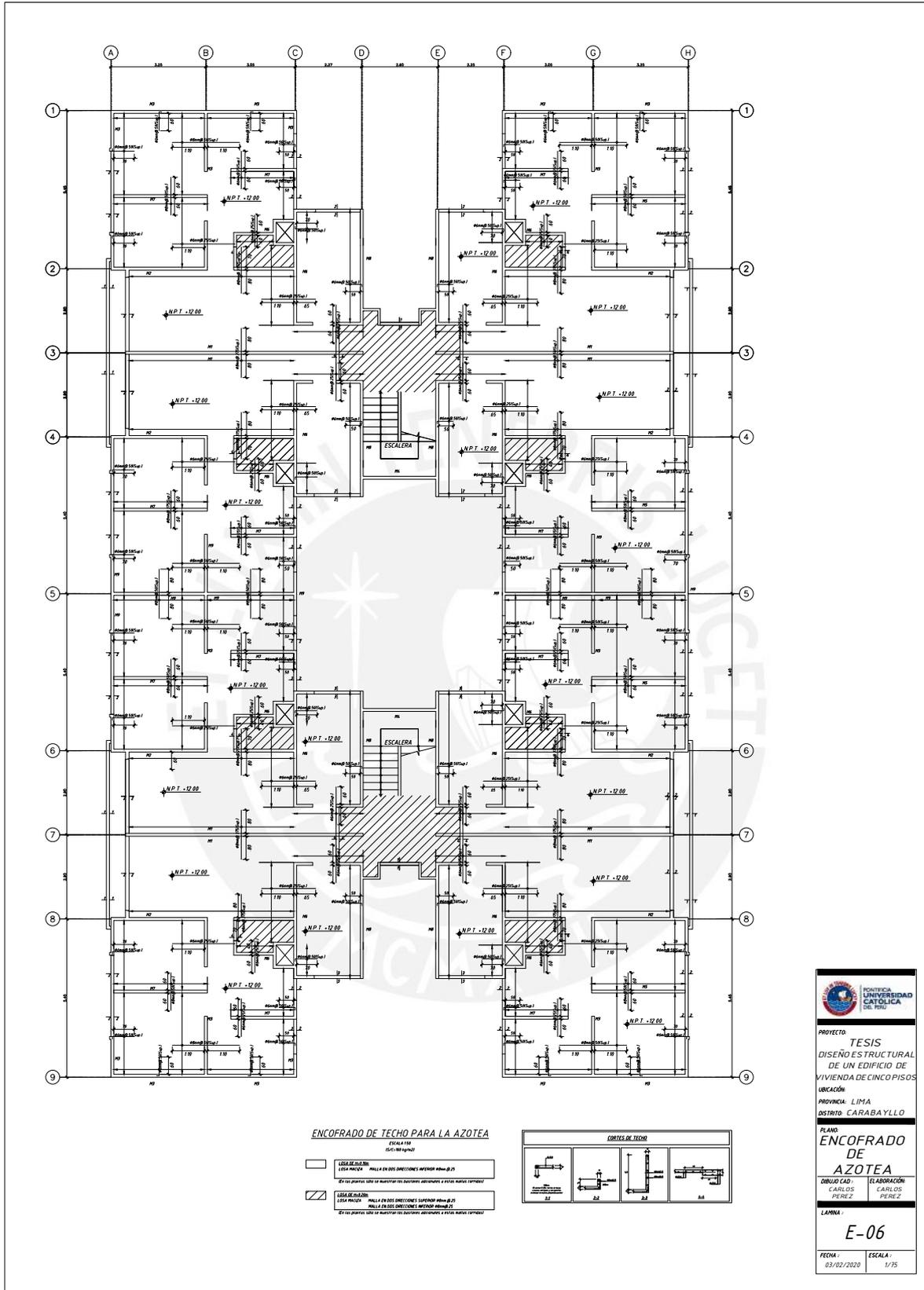
UBICACIÓN:
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: CARABAYLLO

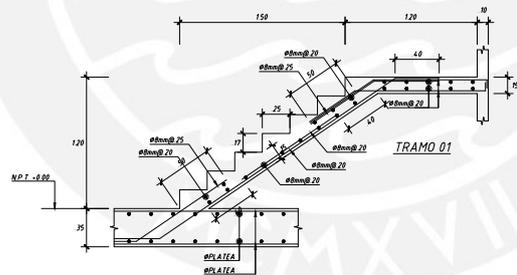
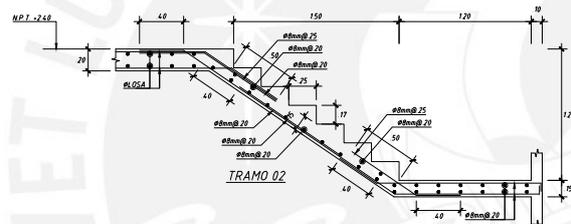
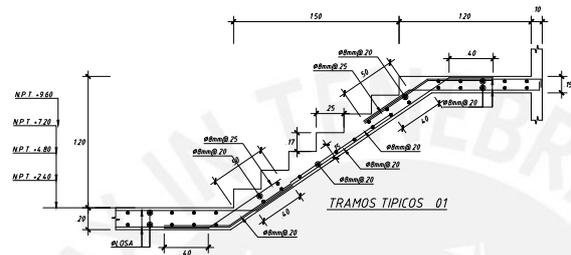
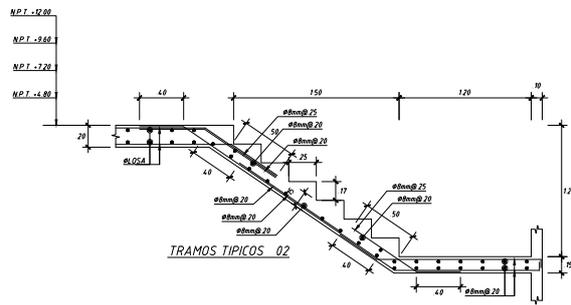
PLANO:
**ENCOFRADO
DE
PISO TÍPICO**

DISEÑO CAD: CARLOS PEREZ
ELABORACIÓN: CARLOS PEREZ

LÁMINA:
E-05

FECHA: 03/02/2020
ESCALA: 1/75





ESCALERA 01 Y 02
ESC 1/25

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	
PROYECTO: TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE CINCO PISOS	
UBICACIÓN: PROVINCIA: LIMA DISTRITO: CARABAYLLO	
PLANO: ESCALERA	
DIBUJO CAD: CARLOS PEREZ	ELABORACIÓN: CARLOS PEREZ
LÁMINA: E-07	
FECHA: 03/02/2020	ESCALA: 1/25

