PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Concreto Armado de 5 pisos

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Nicolas Sebastian Ocampo Prelle

ASESOR:

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, julio, 2025

Informe de Similitud

Yo, Paulo Israel Mejía Trejo, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Concreto Armado de 5 pisos del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as) Nicolas Sebastian Ocampo Prelle,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 07/08/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima , 07 de agosto del 2025

<table>
<tr><td colspan="2">Apellidos y nombres del asesor / de la asesora:
Mejia Trejo, Paulo Israel</td></tr>
<tr><td>DNI:46416316</td><td rowspan="2">Firma
 </td></tr>
<tr><td>ORCID:
https://orcid.org/0000-0001-9829-7735</td></tr>
</table>

Resumen

Es de gran importancia realizar un adecuado diseño estructural, para lograr que el edificio no sufra daños significativos ante cargas de gravedad y sismos leves; además, tiene como objetivo evitar que la estructura colapse al verse sometida a sismos severos. El presente proyecto busca presentar una propuesta de diseño estructural en concreto armado para un edificio multifamiliar de 5 pisos ubicado en Lima Metropolitana. Este proyecto busca elaborar un diseño que permita al edificio tener un comportamiento adecuado frente a las cargas de gravedad existentes y las cargas laterales impuestas por un evento sísmico.

En primer lugar, se dimensionarán los elementos estructurales a diseñar. Luego, se elaborará un modelo de análisis en el programa ETABS, considerando las cargas por gravedad correspondientes a un edificio multifamiliar según la norma E.020 de cargas. Además, se realizará el análisis sísmico del edificio según lo establecido en la norma E.030 de diseño sismorresistente y se realizará el diseño de los elementos estructurales para las fuerzas correspondientes de acuerdo a la norma E.060 de concreto armado, presentando los resultados obtenidos en planos estructurales.

Índice de Contenido

1. DATOS GENERALES 1
    1.1. Objetivo del proyecto 1
    1.2. Características de la edificación 1
    1.3. Descripción de la arquitectura 1
    1.4. Normas empleadas 6
    1.5. Propiedades mecánicas de los materiales empleados 6
    1.6. Cargas consideradas 7
2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO 8
    2.1. Criterios considerados para la estructuración 8
    2.2. Descripción de la estructuración 8
    2.3. Predimensionamiento de losas 12
        2.3.1. Predimensionamiento de losas aligeradas 12
        2.3.2. Predimensionamiento de losas macizas 12
    2.4. Predimensionamiento de vigas 12
    2.5. Predimensionamiento de columnas 13
    2.6. Predimensionamiento de placas 14
3. ANÁLISIS SÍSMICO 15
    3.1. Consideraciones para el modelo 15
    3.2. Peso sísmico del edificio 16
    3.3. Parámetros sísmicos 17
    3.4. Análisis realizados 18
        3.4.1. Análisis Dinámico 18
        3.4.2. Análisis Estático 18
        3.4.3. Análisis Traslacional 19
    3.5. Análisis de Irregularidades 20
        3.5.1. Irregularidades en altura 20
        3.5.2. Irregularidades en planta 22
    3.6. Verificación del sistema estructural 24
    3.7. Modos de vibración 25

3.8. Verificación de derivas 26
3.9. Cálculo de la junta sísmica 27
3.10. Comparación de resultados de los análisis realizados 28
3.11. Fuerza cortante de diseño 30
3.12. Redundancia 31
4. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO 32
4.1. Diseño por flexión 32
4.2. Diseño por cortante 33
4.3. Diseño por flexocompresión 35
4.4. Control de deflexiones 36
4.5. Control de fisuración 37
5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE TECHO 38
5.1. Diseño de losas aligeradas 38
5.2. Diseño de losas macizas 47
5.3. Diseño de vigas chatas 51
6. DISEÑO DE VIGAS 53
7. DISEÑO DE COLUMNAS 68
8. DISEÑO DE PLACAS 78
9. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN 91
9.1. Diseño de zapatas aisladas 91
9.2. Diseño de zapatas combinadas 94
9.3. Diseño de zapatas conectadas 99
10. DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES 106
10.1. Diseño de la escalera 106
10.2. Diseño de tabiques y parapetos 109
11. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES 112
12. REFERENCIAS 115

1. DATOS GENERALES

1.1. Objetivo del proyecto

El objetivo del proyecto es elaborar una propuesta de diseño estructural para un edificio multifamiliar de cinco pisos de concreto armado. Para lograrlo, se elaborará un modelo de análisis estructural en el programa ETABS, y se diseñarán los elementos estructurales siguiendo las recomendaciones y exigencias establecidas por las normas correspondientes. Los resultados obtenidos serán presentados en planos estructurales con los detalles correspondientes a cada uno de los diseños realizados.

1.2. Características de la edificación

El objetivo del trabajo es presentar una propuesta de estructuración y el diseño estructural correspondiente para un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 5 pisos que se ubica en el distrito de Ate, el cual cuenta con un área construida de aproximadamente 683m^2. La edificación se encuentra a mitad de cuadra, por lo tanto, limita con otros edificios en ambos lados y en la parte posterior. El suelo sobre el cual se encuentra ubicada la edificación tiene una clasificación de tipo S2, según la norma E.030 de diseño sismorresistente.

1.3. Descripción de la arquitectura

La primera planta cuenta con un área de ingreso al edificio a través de un pasillo que lleva a la escalera principal, es importante notar que esta será el único medio de acceso a los niveles superiores, ya que esta estructura no cuenta con un elevador. Adicionalmente, también en este nivel, se tiene otro ingreso de mayores dimensiones hacia una sala de usos múltiples. El plano correspondiente a la arquitectura de este nivel se muestra en la figura 1.1.

Por su parte, la segunda planta está compuesta por un único departamento con cuatro dormitorios, tres baños, cocina, lavandería, una sala-comedor y un cuarto de servicio. La distribución de esta planta se muestra en la figura 1.2. Es importante realizar esta distinción, ya que la distribución no es la misma que la de las plantas típicas presentadas a continuación.

En el caso de las siguientes tres plantas, estas cuentan con dos departamentos, uno ubicado en la zona frontal del edificio y el otro ubicado en la zona posterior del mismo. El primero tiene un área menor y solo cuenta con un dormitorio y baño, sala-comedor y cocina. Por su parte, el segundo departamento cuenta con dos dormitorios y baños, cocina, lavandería, sala-comedor y un cuarto de servicio. La distribución en planta se muestra en la figura 1.3.

Por otro lado, se tiene una azotea a la cual se puede acceder desde la escalera principal, esta tendrá un parapeto de 0.9m de altura en todo su perímetro. Dicho parapeto, al igual que el resto de tabiques de los pisos inferiores, tendrá un espesor de 15cm. Adicionalmente, se considerará una altura entre pisos de 2.75m para todos los niveles, a excepción del primer nivel, donde esta tendrá un valor de 3.15m.

Por último, es importante indicar que la estructura a diseñar no contará con ningún sótano.

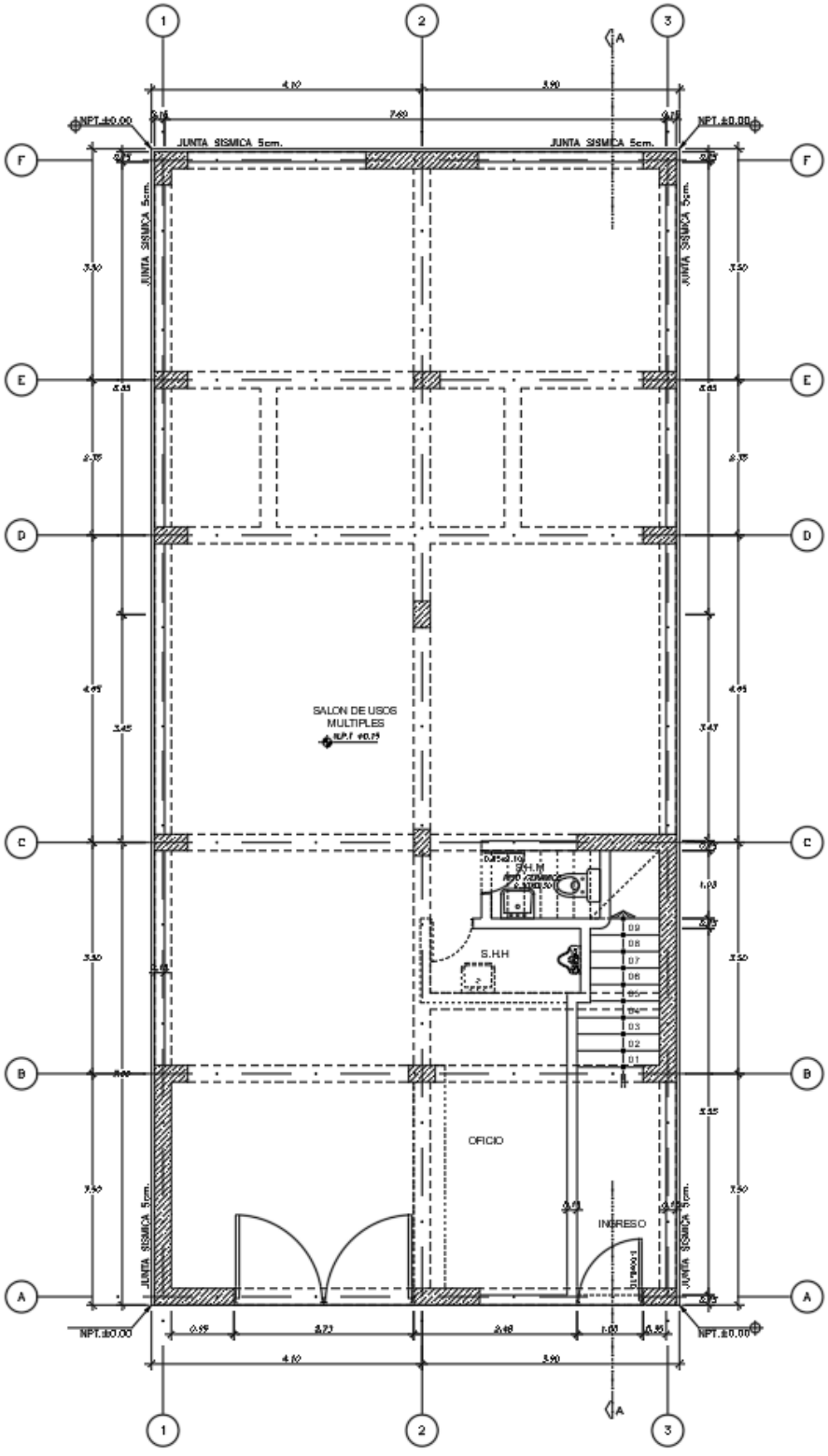


Figura 1.1: *Arquitectura del primer piso*

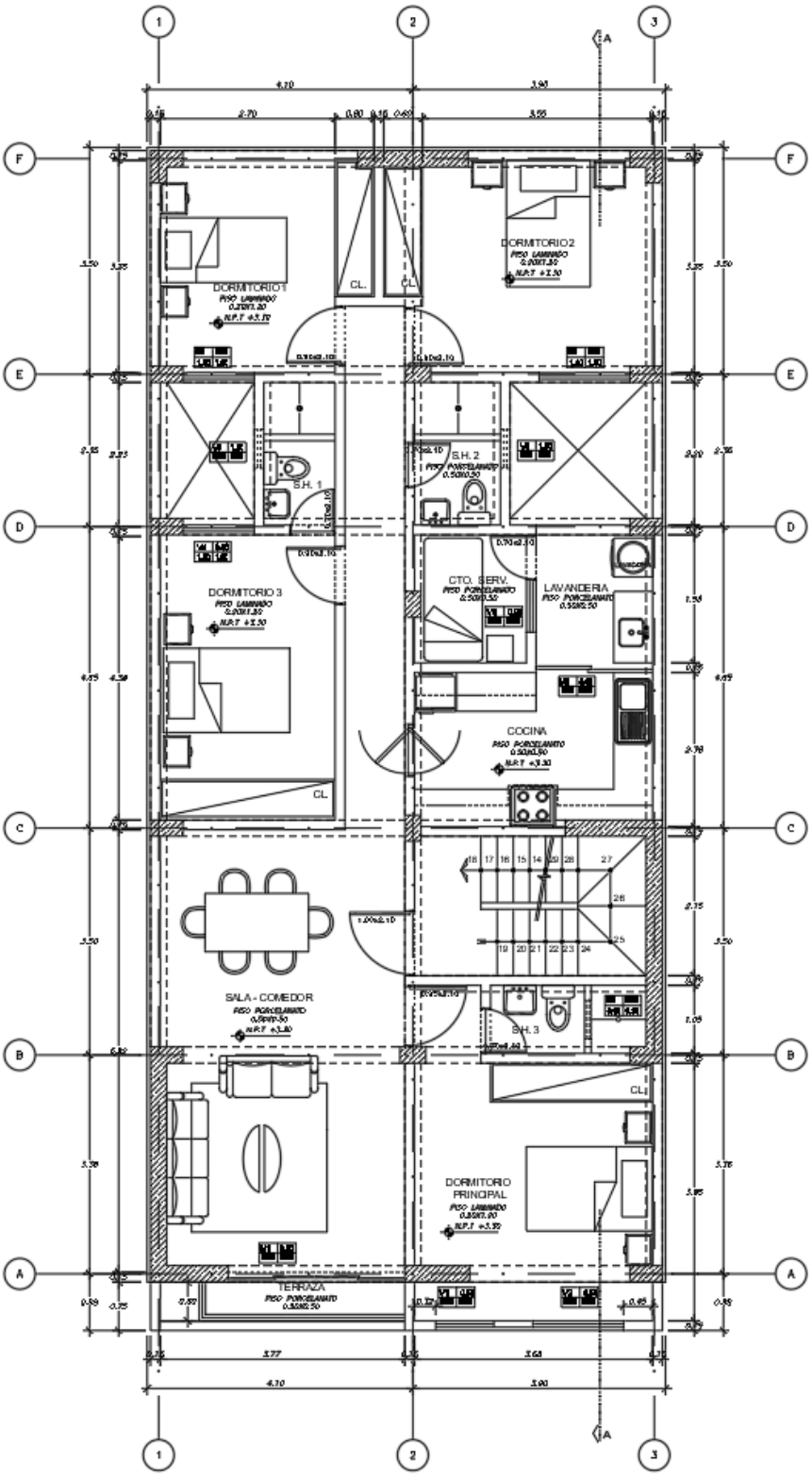
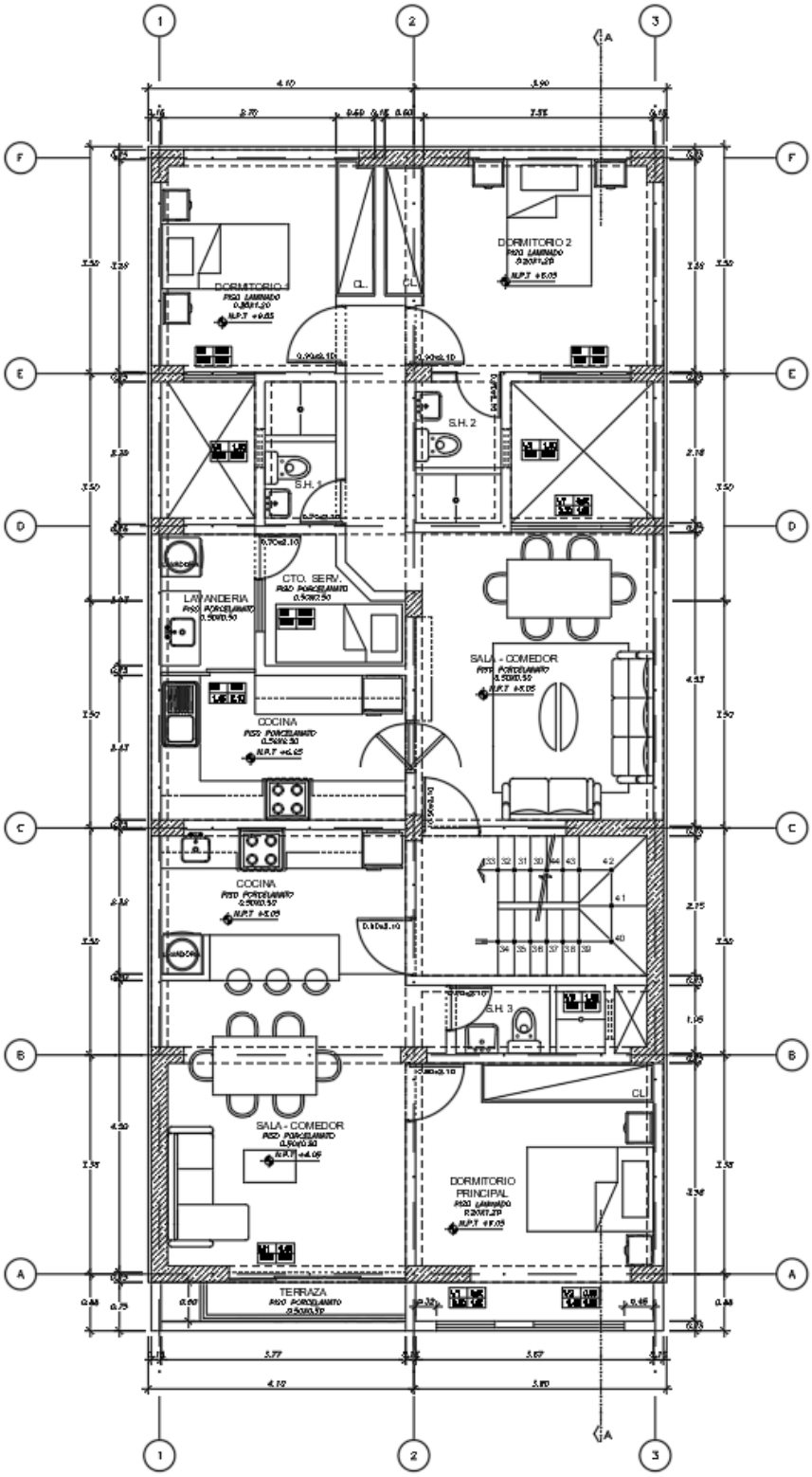


Figura 1.2: *Arquitectura del segundo piso*



PLANTA 3ER. A 5TO. PISO

Figura 1.3: *Arquitectura de la planta típica*

1.4. Normas empleadas

Para el desarrollo de este proyecto, se emplearon las normas E.020, E.030 y E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú. En primer lugar, la norma E.020 de cargas permite determinar las cargas que serán consideradas para el diseño de los elementos en función del uso para el cual esté destinado el edificio en cuestión. Por su parte, la norma E.030 de diseño sismorresistente permite determinar las fuerzas sísmicas de diseño a emplear para el edificio en cuestión, de modo que se garantice el comportamiento adecuado de este edificio en relación a los objetivos establecidos por dicha norma. Finalmente, se consideraron las recomendaciones y exigencias establecidas por la norma E.060 de concreto armado, de modo que todos los elementos estructurales sean capaces de tener un comportamiento adecuado ante las cargas de diseño.

1.5. Propiedades mecánicas de los materiales empleados

Para el diseño de los elementos estructurales del proyecto, se emplearán únicamente concreto y acero corrugado de grado 60.

En el caso del concreto, se considerará una resistencia de f'c=210kg/cm^2 para los principales elementos estructurales. En casos específicos, como lo es la cisterna, se tendrá que emplear un concreto de mayor resistencia, en este caso de f'c=280kg/cm^2. Por otro lado, el módulo de Poisson del concreto tendrá un valor de 0.15 para todos los casos y el módulo de elasticidad del concreto se calculará con la siguiente expresión:

$$E_C = 15000\sqrt{f'c}$$

En el caso del acero de refuerzo, este tendrá un esfuerzo de fluencia igual a fy=4200kg/cm^2 y un módulo de elasticidad de 2x10^{6}kg/cm^2 para todos los casos.

1.6. Cargas consideradas

Se considerarán las siguientes cargas de gravedad:

- Peso propio de cada elemento estructural, teniendo en cuenta que el concreto armado tendrá un peso específico de 2.4ton/m^3. Particularmente, para el caso de los aligerados, se determinará el peso por m^2 en base a su espesor, según lo establecido por la norma E.020.
- Peso del piso terminado con un espesor de 5cm, se considerará una carga distribuida con magnitud de 0.1ton/m^2 en todas las losas aligeradas, macizas y la escalera.
- Peso propio de los tabiques y parapetos, para los cuales se considerarán un espesor de 15cm y un peso específico de 1.8ton/m^3.
- Carga viva o sobrecarga establecida por la norma E.020 según el uso del edificio, en este caso, al tratarse de un edificio de viviendas, se considerará una carga distribuida de 0.2ton/m^2 en todos los niveles de la estructura, a excepción de la azotea, donde esta carga tendrá una magnitud de 0.1ton/m^2.

2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Criterios considerados para la estructuración

Para la elaboración de la propuesta de estructuración, se consideraron las siguientes recomendaciones propuestas por el ingeniero Antonio Blanco:

- Distribución simétrica y simple, dado que permitirá que el modelo estructural sea de mayor utilidad para predecir el comportamiento de la estructura, además de reducir la posibilidad de problemas debido a efectos de torsión. (Blanco, 1994)
- Resistencia y rigidez lateral adecuadas, que permita que la estructura y sus elementos sean capaces de resistir las cargas impuestas por el sismo en todas las direcciones sin sufrir deformaciones considerables. (Blanco, 1994)
- Uniformidad en planta y en altura, de modo que las cargas laterales puedan transmitirse adecuadamente desde todos los puntos de la estructura hasta la cimentación de la misma. Además, es necesario considerar la existencia de losas que permitan considerar a cada piso de la estructura como un diafragma rígido. (Blanco, 1994)

2.2. Descripción de la estructuración

Se realizó la estructuración considerando columnas y placas en los principales ejes del edificio. Se considerará un sistema estructural de muros, dado que se espera que las placas resistan más del 70% de las fuerzas laterales impuestas por un sismo.

Se colocaron placas en los 2 ejes verticales exteriores para dotar a la estructura de una adecuada rigidez lateral en dicho eje y, adicionalmente, una mayor rigidez torsional.

Para los ejes horizontales, se colocaron placas de menor longitud donde la arquitectura del edificio lo permitiese, evitando placas de gran longitud en la fachada. Además, se tomó en cuenta que dichas placas no estuvieran colocadas en el mismo lado del edificio para evitar que se generen problemas de torsión.

En cuanto a las losas, se emplearon mayormente losas aligeradas, pero se optó por colocar losas macizas en los baños, dado que en estos habrá una gran concentración de tuberías.

En las figuras 2.1, 2.2 y 2.3 se muestran los encofrados para todas las plantas de la estructura.

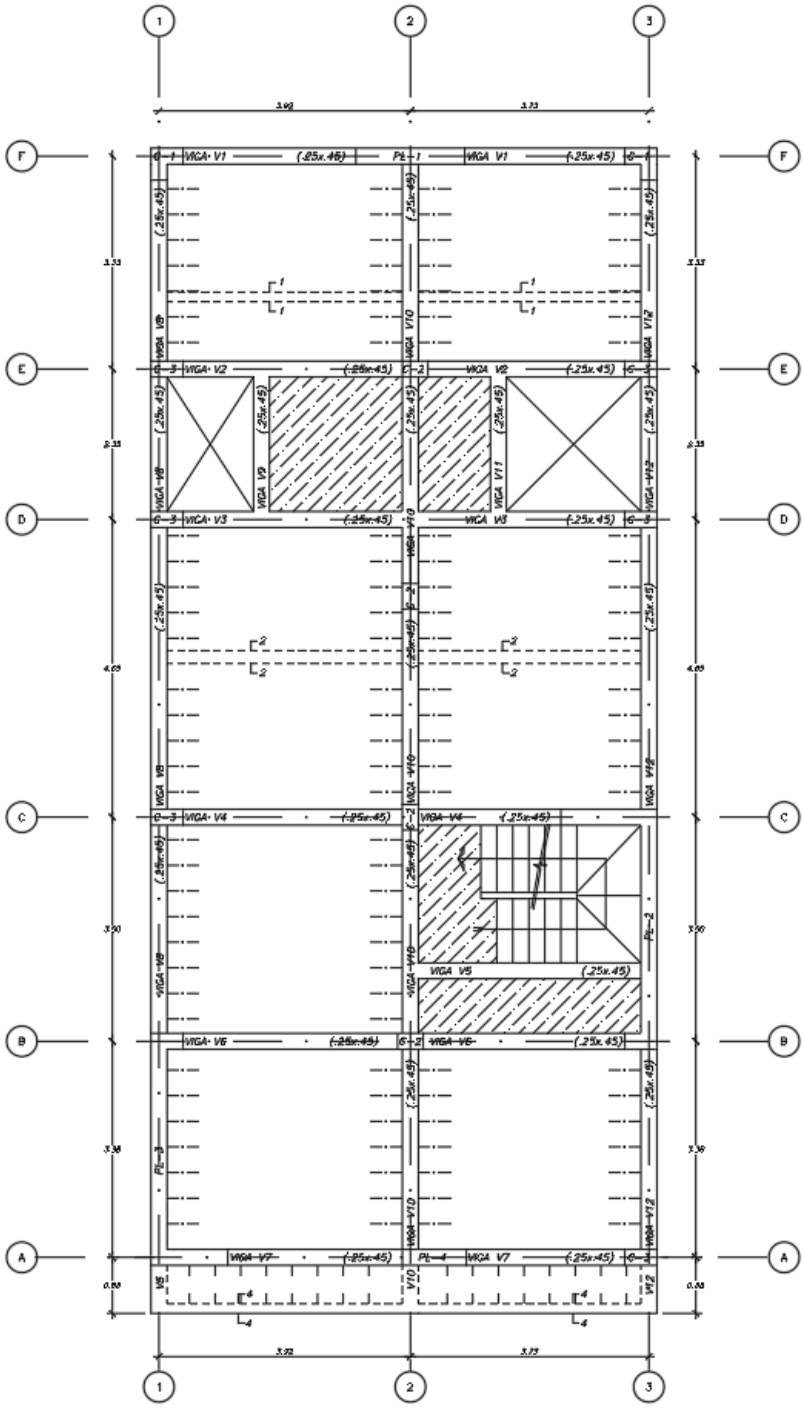


Figura 2.1: *Estructuración del primer techo*

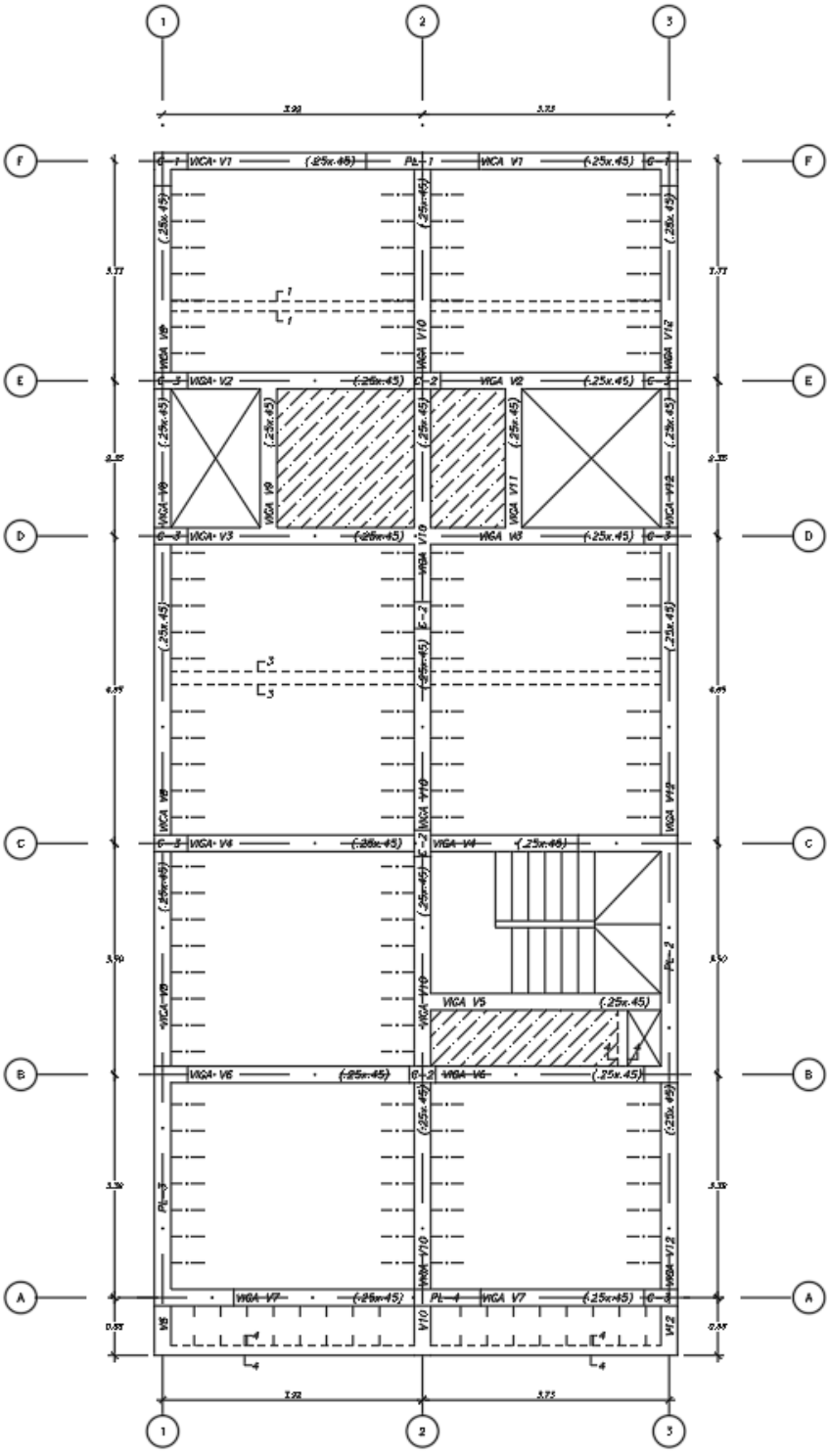


Figura 2.2: *Estructuración del techo típico*

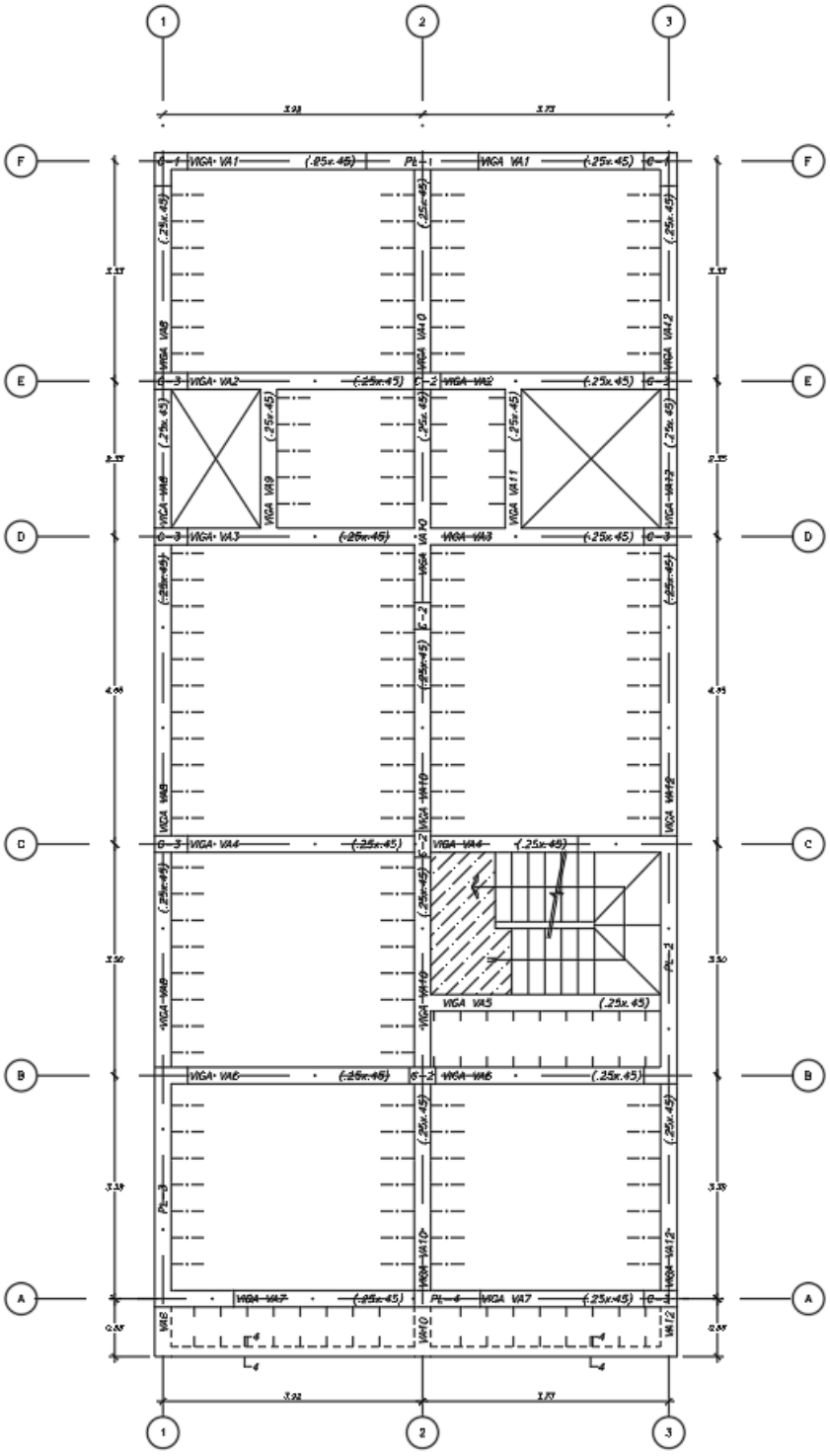


Figura 2.3: *Estructuración del último techo*

2.3. Predimensionamiento de losas

2.3.1. Predimensionamiento de losas aligeradas

Para dimensionar las losas aligeradas, al igual que para el resto de elementos, se consideraron los criterios establecidos por Antonio Blanco, los cuales permiten controlar las deflexiones producidas en estos elementos.

Para todos los paños, la luz libre en la dirección del aligerado no excede los 4 metros, longitudes para las cuales correspondería un peralte de, como mínimo, 17cm.

No obstante, se optó por emplear un peralte de 20cm para estas losas, dado que algunos paños de losas aligeradas tienen luces muy cercanas a los 4 metros y el edificio en cuestión cuenta con varios tabiques perpendiculares a la dirección de los aligerados ubicados en las zonas cercanas al centro de los mismos, por lo que podrían tenerse mayores dificultades con las deflexiones de estos. Adicionalmente, en la norma E.060 se recomienda un espesor de aligerados con un tramo continuo y uno apoyado igual a la longitud del mismo entre 18.5, de modo que, considerando que el aligerado más largo tendrá una longitud de 3.625m, emplear losas aligeradas de 20cm de espesor sería la elección adecuada.

2.3.2. Predimensionamiento de losas macizas

Para las losas macizas, se determinó el peralte mínimo de cada paño considerando la siguiente expresión:

$$h > \frac{Perímetro}{180}$$

Los peraltes obtenidos mediante estas expresiones son mucho menores a los de las losas aligeradas determinados anteriormente; sin embargo, se optó por considerar el mismo peralte de 20cm que para el caso de los aligerados, para mantener consistencia en el peralte de todos los techos.

2.4. Predimensionamiento de vigas

Para el caso de las vigas, el peralte se predimensionó en función de la luz libre de las mismas. Se proponen dos expresiones que permiten determinar este valor, para el presente proyecto se optó por considerar la segunda opción, al ser más conservadora:

$$h > \frac{L}{12} \qquad\qquad h > \frac{L}{10}$$

Considerando la estructuración propuesta, el tramo de viga más largo cuenta con una luz libre de 4.40m, por lo que dicha viga necesariamente tendrá un peralte mayor a 44cm. Por facilidad de construcción y para mantener consistencia entre los peraltes de vigas, se optó por dar un peralte de 45cm a todas las vigas peraltadas del proyecto. Además, el ancho de las vigas será de 25cm, dado que es el mínimo valor que permite que estas puedan formar pórticos.

2.5. Predimensionamiento de columnas

Para el caso del predimensionamiento de columnas, se determinó el área mínima que cada una de estas deberá tener en base a la carga axial que recibirá por efecto de las cargas de gravedad. Se calcularon las cargas actuantes sobre las columnas considerando una carga de 1.2ton/m^2 sobre toda el área tributaria de las mismas. Posteriormente, para determinar el área mínima de las columnas, se emplearon las siguientes expresiones, donde la primera se utilizó para columnas interiores y la segunda para columnas ubicadas en el exterior o las esquinas de la estructura:

$$A \geq \frac{P}{0.45f'c} \qquad\qquad A \geq \frac{P}{0.35f'c}$$

- Donde "P" representa la carga axial estimada en la base de la columna

De este modo, considerando un ancho de 25cm para todas las columnas, se determinó la geometría de la sección de las mismas. Particularmente, en el caso de las columnas exteriores y esquineras, estas fueron sobredimensionadas considerando que la dimensión mayor de las mismas fuera de 50cm como mínimo, de modo que permitiese el anclaje de las barras de acero con diámetros menores a 1", dotando a la estructura de mayor hiperestaticidad y rigidez. Particularmente, para algunas columnas esquineras, se consideró una sección en forma de "L" que permita el anclaje de las barras de acero que lleguen por ambos lados de la columna. Las dimensiones elegidas para cada columna se muestran en la tabla 2.1.

Por otro lado, para las columnas interiores, con el fin de mantener la uniformidad en las dimensiones de las mismas, se realizó el dimensionamiento para la columna más esforzada y se utilizaron las mismas dimensiones para las otras tres. En este caso, la

columna más esforzada resultó la ubicada en el cruce de los ejes “D” y “2”, con una carga axial en condiciones de servicio igual a 81.13 ton; por lo tanto, le correspondería un área mínima de 859cm^2. Para dar dimensiones a la columna, se consideró un ancho de 25cm, por lo que sería necesario que la otra dimension de la sección de la misma sea de 34.3cm como mínimo; de este modo, se optó por considerar una sección de 25cm x 40cm para que las columnas interiores no tengan problemas en soportar las cargas actuantes. Las dimensiones finales seleccionadas para todas las columnas se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1: *Predimensionamiento de Columnas*

Columna (Ejes)	Sección Final	Área (cm^2)
F1	25x50x50	1875
F3	25x50x50	1875
E1	25x50	1250
E2	25x40	1000
E3	25x50	1250
D1	25x50	1250
D2	25x40	1000
D3	25x50	1250
C1	25x50	1250
C2	25x40	1000
B2	25x40	1000
A3	25x50	1250

2.6. Predimensionamiento de placas

Para el predimensionamiento de las placas o muros estructurales, se recurrió a colocarlas de modo que permitan dotar al edificio de una adecuada rigidez en ambos ejes de análisis y buscando evitar grandes separaciones entre los centros de masa y rigidez. Se consideró un espesor de 25cm para todas las placas.

3. ANÁLISIS SÍSMICO

3.1. Consideraciones para el modelo

Antes de realizar el análisis estructural del edificio a diseñar, como se mencionó anteriormente, será necesario elaborar un modelo de análisis en ETABS. Para poder realizar este proceso de modelamiento, se tomaron algunas consideraciones importantes para poder simular adecuadamente el comportamiento de la estructura ante cargas de gravedad y laterales.

En primer lugar, el modelamiento de los elementos se realizó considerando las losas como elementos de tipo "membrane", las vigas y columnas como elementos de tipo "frame" y los muros estructurales o placas como elementos de tipo "shell-thin". Particularmente, para el caso de las losas, su peso propio fue añadido como parte de las cargas muertas actuantes sobre el área de las mismas.

Para realizar la asignación de cargas al modelo, se tuvo en cuenta lo ya mencionado en el primer capítulo. Particularmente para el caso de los tabiques, estos se consideraron de altura completa siempre y cuando no se indicase en la arquitectura la presencia de una ventana, en dicho caso se consideró un tabique de menor altura debido al poco peso que tendrá la ventana en comparación al resto del muro.

Se consideró la base del edificio como empotrada al nivel del piso para este análisis y se asignaron diafragmas rígidos a las losas y vigas presentes en cada nivel de la estructura, de modo que estas se comporten como una unidad.

Finalmente, para realizar el análisis sísmico, se consideraron las fuerzas de sismo en cada una de las direcciones y una excentricidad accidental del 5% de la dimensión perpendicular a la línea de acción del sismo correspondiente. De este modo se obtuvieron los cuatro casos de análisis que serán referenciados en los resultados obtenidos en el análisis sísmico.

En la figura 3.1 se muestra el modelo estructural elaborado, el cual será empleado para obtener los resultados del análisis sísmico y las cargas de diseño de los elementos estructurales.

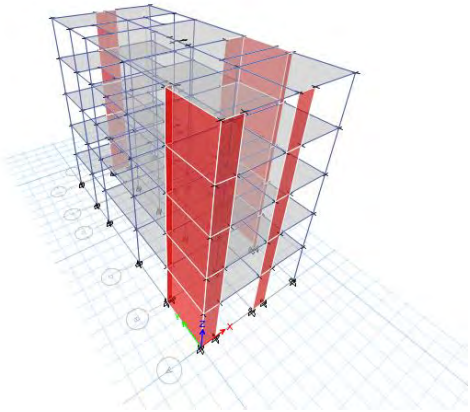


Figura 3.1: *Modelo estructural*

3.2. Peso sísmico del edificio

Tras finalizar la colocación de cargas en el modelo estructural, se determinó el peso de cada nivel de la estructura, además de la ubicación de los centros de masa y rigidez correspondientes. El cálculo del peso se realizó en base a lo establecido por la norma E.030 para el caso de un edificio de viviendas, es decir, considerando el 100% del peso proveniente de cargas muertas y solo el 25% del peso correspondiente a carga vivas.

Adicionalmente, se realizó un metrado manual para determinar el peso por unidad de área techada y compararlo con los resultados obtenidos en el modelo estructural. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: *Peso por nivel del edificio*

Nivel	Masa (ton.s^2/m)	Peso (ton)	CM acumulado	CR	Peso/m2 (modelo)	Peso/m2 (manual)
Azotea	11.494	112.75	(3.99; 8.11)	(3.80; 8.19)	0.83	0.78
4	16.306	159.96	(3.92; 8.35)	(3.75; 8.26)	1.17	1.17
3	16.306	159.96	(3.91; 8.41)	(3.70; 8.32)	1.17	1.17
2	16.306	159.96	(3.90; 8.44)	(3.65; 8.35)	1.17	1.17
1	17.024	167.01	(3.90; 8.46)	(3.69; 8.07)	1.22	1.32

Tal como se puede observar en la tabla, los pesos por unidad de área determinados empleando el modelo estructural son similares a los obtenidos a través del metrado convencional, además, el valor obtenido para la planta típica se ubica dentro del rango esperable de 1.0 ton/m^2 a 1.2 ton/m^2.

3.3. Parámetros sísmicos

Se definieron los parámetros sismorresistentes de la estructura de acuerdo con lo establecido por la norma E.030, se consideraron los siguientes valores para cada caso:

- Factor de Zona (Z): El edificio se ubica en el distrito de Ate en Lima Metropolitana, por lo que se empleará un valor de 0.45 para este parámetro.
- Factor de Suelo (S): Del estudio de mecánica de suelos correspondiente, se determinó que el suelo de la zona será de tipo S2, por lo que el valor adoptado para este factor será de 1.05.
- Factor de Uso (U): Al tratarse de un edificio de viviendas, se considera un valor de 1 para este factor.
- Coeficiente Básico de Reducción (R_0): Asumiendo que la estructura estará compuesta por un sistema de muros, es decir, que las placas tomarán más del 70% de las fuerzas cortantes, se considera un valor de 6 para este factor. Se tomará el mismo valor para el coeficiente de reducción "R", dado que se consideró que la estructura será regular.
- Periodo "T_P": Al tenerse un perfil de suelo S2, la norma E.030 establece que este periodo tendrá un valor igual a 0.6s.
- Periodo "T_L": Del mismo modo que en el caso anterior, se determina que este periodo tendrá un valor de 2s.
- Factor de Amplificación Sísmica (C): Determinado en base al periodo de la estructura y los valores de "T_P" y "T_L" determinados anteriormente, se calcula a través de las siguientes expresiones:

$$C = 2.5 \qquad T < T_P$$

$$C = 2.5\left(\frac{T_P}{T}\right) \qquad T_P < T < T_L$$

$$C = 2.5\left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right) \qquad T_L < T$$

3.4. Análisis realizados

3.4.1. Análisis Dinámico

En este análisis, la norma establece que se debe someter al edificio a un sismo severo, este procedimiento se realizó para ambos ejes principales de análisis y considerando una excentricidad accidental del 5% en ambos sentidos de la dirección perpendicular a la línea de acción del sismo actuante, de modo que se tienen dos casos para cada eje de análisis. La expresión establecida por el reglamento para determinar el espectro correspondiente a dicho evento sísmico en función de los parámetros sísmicos calculados es la siguiente:

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

Considerando los parámetros sísmicos determinados anteriormente y el valor de la aceleración de la gravedad "g" como 9.81m/s^2, se puede definir la función correspondiente a dicho espectro para un determinado rango de periodos y esbozar la gráfica de la misma, la cual se muestra en la figura 3.2.

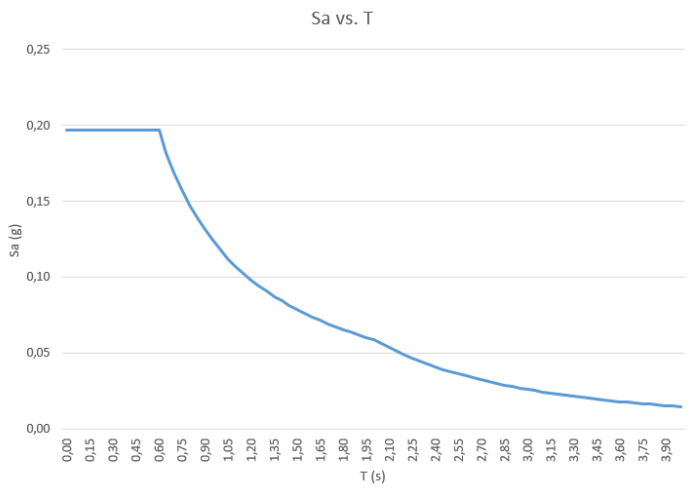


Figura 3.2: *Espectro de pseudoaceleraciones*

3.4.2. Análisis Estático

El edificio analizado cumple con ser una estructura regular de menos de 30m de altura; por lo que, de acuerdo con la norma E.030, podría ser analizado empleando este método. Sin embargo, se utilizará el análisis dinámico para el diseño de los elementos estructurales, dado que este tiene una mayor confiabilidad que el análisis estático y el reglamento permite su uso para el diseño de cualquier tipo de edificación.

Por lo tanto, este análisis será empleado para determinar la fuerza cortante estática, la cual será de utilidad en la determinación de la fuerza cortante mínima de diseño. Para dicho cálculo se utilizó la siguiente expresión brindada por la norma E.030:

$$V = \frac{ZUSC}{R} * P$$

- Donde:
    - Z, U, S, C, R: Parámetros sísmicos determinados anteriormente.
    - P: Peso sísmico del edificio

Para realizar el cálculo de "C", es necesario conocer el periodo de vibración de la estructura en los dos ejes principales, dichos valores fueron obtenidos de los dos primeros modos obtenidos para la estructura. Empleando el análisis traslacional presentado a continuación, se obtuvo para el eje X un periodo de 0.417s y para el eje Y un periodo de 0.279s, por lo que se consideró un valor de 2.5 para "C" en ambos casos. Por último, la fuerza cortante estática será la misma para ambos ejes y tendrá un valor de 149.56ton.

3.4.3. Análisis Traslacional

Este análisis consiste en analizar el comportamiento de la estructura en cada eje de análisis cuando se considera únicamente un grado de libertad traslacional por piso, es decir, que se ignoran los efectos producidos por torsión. Para realizar este análisis se considerarán los casos de cargas creados para el análisis dinámico y se limitarán los grados de libertad a considerar durante el análisis, esto se realizará de forma independiente para cada uno de los ejes principales de análisis. Se utilizó para determinar los periodos de vibración de la estructura en ambos ejes principales, ya que la norma E.030 indica en la expresión para el cálculo del periodo presentada en el acápite 28.4.2 que los desplazamientos considerados para el cálculo se obtienen de un análisis traslacional.

3.5. Análisis de irregularidades

3.5.1. Irregularidades en altura

Para poder realizar el análisis sísmico del edificio, se consideró que la estructura cumplirá con todas las solicitaciones que la norma establece para ser considerada regular; por lo tanto, será necesario verificar que los resultados del análisis sísmico coincidan con la suposición anterior, es decir, que la estructura no presente irregularidades de ningún tipo:

- Para el caso de la irregularidad de piso blando, la norma E.030 indica que existirá cuando la rigidez de un entrepiso no supere el 70% de la correspondiente al nivel superior o al 80% del valor promedio de los 3 pisos superiores, en base a los resultados obtenidos con el modelo se determinó que no ocurrirá este fenómeno. En las tablas 3.5, 3.6, 3.7 y 3.8 se muestra la verificación de esta condición para los cuatro casos de sismo analizados.

Tabla 3.5: *Rigidez lateral por nivel para un sismo en X con excentricidad negativa*

Nivel	Rigidez (ton/m)	Relación con la rigidez del piso superior	Relación con la rigidez promedio de los 3 pisos superiores
Azotea	17698		
4	27747	1.57	
3	32685	1.18	
2	39617	1.21	1.52
1	73355	1.85	2.20

Tabla 3.6: *Rigidez lateral por nivel para un sismo en X con excentricidad positiva*

Nivel	Rigidez (ton/m)	Relación con la rigidez del piso superior	Relación con la rigidez promedio de los 3 pisos superiores
Azotea	17254		
4	27357	1.59	
3	32365	1.18	
2	39350	1.22	1.53
1	72668	1.85	2.20

Tabla 3.7: *Rigidez lateral por nivel para un sismo en Y con excentricidad negativa*

Nivel	Rigidez (ton/m)	Relación con la rigidez del piso superior	Relación con la rigidez promedio de los 3 pisos superiores
Azotea	27085		
4	50948	1.88	
3	71813	1.41	
2	103269	1.44	2.07
1	192559	1.86	2.56

Tabla 3.8: *Rigidez lateral por nivel para un sismo en Y con excentricidad positiva*

Nivel	Rigidez (ton/m)	Relación con la rigidez del piso superior	Relación con la rigidez promedio de los 3 pisos superiores
Azotea	26351		
4	49528	1.88	
3	69414	1.40	
2	98780	1.42	2.04
1	183727	1.86	2.53

- En cuanto a la irregularidad de piso débil, la norma de diseño sismorresistente indica que se presentará cuando la resistencia a fuerzas cortantes de un nivel no exceda el 80% del valor asociado al piso superior. Dado que los elementos estructurales verticales tendrán las mismas características en toda su altura, no existirá este tipo de irregularidad.
- El reglamento dice que existirá irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión en planta de la estructura en una dirección sea, por lo menos, un 30% mayor que la del piso adyacente. En el edificio a diseñar, la planta tendrá las mismas dimensiones en todos los niveles, por lo que no existirá esta irregularidad.
- Para que exista irregularidad de masa o peso, la norma establece que debe haber una diferencia del 50% o más entre los pesos de 2 pisos adyacentes. Observando los resultados obtenidos del análisis, se determinó que no existirá este tipo de irregularidad, el cálculo se muestra en la tabla 3.9.

Tabla 3.9: *Verificación de irregularidad de masa*

Nivel	Masa (ton.s^2/m)	Relación con la masa del nivel superior
Azotea	11.494	
4	16.306	
3	16.306	1.000
2	16.306	1.000
1	17.024	1.04

- Finalmente, la norma considera que existirá discontinuidad en los sistemas resistentes si un elemento que resista más del 10% del cortante total existiese un desalineamiento en dos niveles seguidos, ya sea debido a un cambio de sección o de orientación. Tal como se mencionó anteriormente, los elementos verticales del proyecto en cuestión tienen las mismas dimensiones en toda su altura, por lo que esta irregularidad no será considerada.

3.5.2. Irregularidades en planta

De igual manera, se realizó un análisis correspondiente a las irregularidades en planta, obteniendo los siguientes resultados:

- Para el caso de la irregularidad torsional, la norma enuncia que se tendrá dicha irregularidad cuando la relación entre el desplazamiento máximo relativo de un entrepiso y el desplazamiento promedio relativo del mismo sea mayor a 1.3. Con los resultados obtenidos del análisis, se pudo verificar que no existirá dicha irregularidad para la edificación en cuestión. Dicha verificación fue realizada para cada caso de sismo y se puede visualizar en las tablas 3.10, 3.11, 3.12 y 3.13.

Tabla 3.10: *Torsión por nivel para un sismo en X con excentricidad negativa*

Nivel	Deriva Máx. (m)	Deriva Prom. (m)	Ratio
Azotea	0.0022	0.0019	1.196
4	0.0028	0.0024	1.166
3	0.0032	0.0028	1.143
2	0.0031	0.0027	1.126
1	0.0018	0.0016	1.138

Tabla 3.11: *Torsión por nivel para un sismo en X con excentricidad positiva*

Nivel	Deriva Máx. (m)	Deriva Prom. (m)	Ratio
Azotea	0.0021	0.0018	1.129
4	0.0027	0.0024	1.126
3	0.0031	0.0028	1.118
2	0.0030	0.0027	1.117
1	0.0017	0.0016	1.106

Tabla 3.12: *Torsión por nivel para un sismo en Y con excentricidad negativa*

Nivel	Deriva Máx. (m)	Deriva Prom. (m)	Ratio
Azotea	0.0013	0.0013	1.044
4	0.0013	0.0013	1.047
3	0.0013	0.0012	1.048
2	0.0010	0.0010	1.049
1	0.0006	0.0006	1.046

Tabla 3.13: *Torsión por nivel para un sismo en Y con excentricidad positiva*

Nivel	Deriva Máx. (m)	Deriva Prom. (m)	Ratio
Azotea	0.0013	0.0012	1.089
4	0.0013	0.0012	1.103
3	0.0013	0.0011	1.117
2	0.0011	0.0009	1.132
1	0.0006	0.0005	1.133

- En el caso de las esquinas entrantes, la norma E.030 establece que, si ambas dimensiones de las mismas son superiores al 20% de las dimensiones en planta correspondientes, se considerará la existencia de dicha irregularidad. Para la estructura en cuestión, no se tiene ningún tipo de variación que califique como esquina entrante, por lo que no se considerará este tipo de irregularidad.
- La norma de diseño sismorresistente indica que existirá discontinuidad del diafragma si se tienen discontinuidades que representen más del 50% del área

total. Además, indica que se presentará esta irregularidad si hay alguna sección que tenga un área menor al 25% del área transversal total. Realizando el análisis para el eje "Y", la dimensión en planta de la estructura será de 18.45m, mientras que la discontinuidad existente tendrá una longitud de 2.10m, lo cual representa el 11.4% del área del diafragma. Por otro lado, para el eje "X", la dimensión en planta del edificio será de 7.90m, mientras que se tendrá una discontinuidad de 3.45m en total, la cual representa el 43.7% del área del diafragma. Además, en ninguna de las direcciones de análisis se tendrá un área neta resistente menor al 25% del área total de la sección en dicha dirección. Por lo tanto, no se tendrá esta irregularidad en la estructura analizada.

- Por último, el reglamento establece que se debe considerar la irregularidad de sistemas no paralelos si los elementos sismorresistentes no son paralelos entre sí para cualquiera de las direcciones de análisis. Dado que solo se emplearon pórticos y muros paralelos a los ejes "X" e "Y", no se presentará esta irregularidad.

3.6. Verificación del sistema estructural

Se debe comprobar que la distribución de fuerzas cortantes en la estructura sea acorde al sistema de muros asumido para el análisis sísmico, es decir, que las placas deben tomar más del 70% de las fuerzas cortantes recibidas por la estructura. Con los resultados obtenidos, según se muestran en la tabla 3.4, se pudo comprobar que el sistema estructural asumido coincide con el comportamiento de la estructura.

Tabla 3.4: *Verificación del sistema de muros estructurales*

Dirección	Excentricidad	F_{Placas} (ton)	F_{Total} (ton)	%Muros
X	Positiva	96.87	114.76	84.41%
X	Negativa	97.95	114.55	85.51%
Y	Positiva	94.60	99.21	95.35%
Y	Negativa	103.53	108.51	95.41%

3.7. Modos de vibración

Una estructura tendrá varios modos de vibración, los cuales representan las diferentes formas en que esta puede moverse ante la acción de cargas laterales. Un modo de vibración siempre estará asociado a una deformada y un periodo de vibración específicos. Si bien existen numerosos modos de vibración, unos tendrán mayor influencia en el comportamiento de la estructura que otros. Los principales modos de vibración de la estructura se caracterizan por tener una masa participante y un periodo de oscilación mayores al resto de modos, se muestran las características de los modos obtenidos para esta estructura en la tabla 3.3.

Tabla 3.3: *Modos de vibración y masas participantes*

Modo	Periodo	% Masa Participante X	% Masa Participante Y	% Masa Participante Rotacional
1	0.417	75.67%	2.09%	0.00%
2	0.279	1.92%	64.91%	6.36%
3	0.265	0.20%	5.78%	69.37%
4	0.114	13.15%	0.34%	0.00%
5	0.07	0.10%	1.87%	14.78%
6	0.064	0.37%	18.15%	1.72%
7	0.052	5.15%	0.16%	0.00%
8	0.033	0.06%	0.64%	4.34%
9	0.03	0.07%	4.39%	0.68%
10	0.029	2.38%	0.08%	0.01%
11	0.021	0.01%	1.13%	0.33%
12	0.02	0.06%	0.20%	1.45%
13	0.019	0.82%	0.00%	0.22%
14	0.016	0.00%	0.25%	0.01%
15	0.014	0.05%	0.00%	0.73%

En primer lugar, es importante mencionar que al sumar las masas participantes de los 15 modos para cualquiera de las tres direcciones establecidas se obtiene un valor de 1, lo

cual permite verificar que los valores obtenidos en el modelo de análisis son correctos y describen adecuadamente la influencia que tendrá cada uno de los modos en el movimiento de la estructura en las principales direcciones.

Los resultados obtenidos indican que los dos primeros modos de vibración tendrán mayor influencia sobre el movimiento de la estructura en los ejes “X” e “Y”, respectivamente, mientras que el tercer modo más influyente estará relacionado con el efecto de torsión.

3.8. Verificación de derivas

Luego de haber realizado el análisis dinámico y verificado que las características asumidas para el análisis de la estructura son adecuadas, se pueden determinar las derivas inelásticas para cada dirección en todos los niveles de la estructura. Este procedimiento se realiza combinando los valores de dichas derivas obtenidos para cada uno de los modos de vibración empleando la combinación cuadrática completa.

Al tratarse de una edificación regular, se calcularon los desplazamientos inelásticos multiplicando los desplazamientos laterales elásticos por 0.75R y se utilizaron dichos valores para calcular las derivas de entrepiso para todos los casos de sismo empleados. Se verificó que dichas derivas no excedan el límite de 0.007 establecido por la norma para edificios de concreto armado, tal como se observa en la tabla 3.2.

Tabla 3.2: *Verificación de las derivas máximas*

Dirección	Exc.	Piso	Deriva de Entrepiso (‰)
X	+	5	3.6600
		4	4.6030
		3	5.2590
		2	5.0250
		1	2.5680
X	-	5	3.3840
		4	4.3790
		3	5.0880
		2	4.9420
		1	2.4680
Y	+	5	2.0810
		4	2.1780
		3	2.0930
		2	1.7330
		1	0.8740
Y	-	5	2.1370
		4	2.1980
		3	2.0720
		2	1.6770
		1	0.8420

3.9. Cálculo de la junta sísmica

Es importante tener una adecuada separación entre los edificios adyacentes, de modo que, al producirse oscilaciones por efecto de un evento sísmico, estos no colisionen entre sí. La norma establece que la distancia mínima entre dos edificaciones adyacentes no puede ser menor que 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios en cuestión, ni que el valor obtenido a través de la siguiente expresión:

$$s = 0.006h > 0.03m$$

- Donde "h" es la altura del edificio.

Como no se conocen las características de los edificios adyacentes, se determinó el valor de "s" según la expresión anteriormente mencionada, obteniendo un resultado de 9.12cm. Al edificio que se está diseñando le corresponde una separación no menor a 2/3 del desplazamiento máximo del mismo y al valor de s/2, siendo este último 4.56cm. Tal como se mencionó en la sección anterior, el máximo desplazamiento del edificio en las direcciones "X" e "Y" será de 5.89cm y 2.49cm, respectivamente. Por lo tanto, la junta

sísmica en ambas direcciones tendrá que ser de 4.56cm como mínimo. Para tener un valor que sea adecuado en la construcción, se consideró una junta sísmica de 5cm en ambas direcciones, a excepción de la fachada donde esta junta no será necesaria.

3.10. Comparación de resultados de los análisis realizados

Con la finalidad de evaluar la influencia de los efectos de torsión sobre el comportamiento de la estructura, se realizó la comparación entre los resultados obtenidos para distintos parámetros al realizar un análisis dinámico, estático o traslacional. Para realizar este último, se emplearon las mismas combinaciones de cargas que en el análisis dinámico y con un único grado de libertad traslacional en cada nivel paralelo al eje "X" o "Y", según la dirección que se pretenda analizar.

Se espera tener una gran similitud entre los valores obtenidos en los tres casos, principalmente para los correspondientes al eje "Y", dado que los índices de torsión obtenidos al realizar el análisis en este último eje tuvieron valores cercanos a la unidad.

En primer lugar, se analizaron los periodos obtenidos para los dos modos principales, correspondientes a los ejes "X" e "Y", respectivamente. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 3.14.

Tabla 3.14: *Comparación de los periodos de vibración*

Tipo de Análisis	Dinámico	Traslacional
Eje X	0.417s	0.407s
Eje Y	0.279s	0.278s

Posteriormente, se compararon los valores obtenidos para la masa participante de los primeros modos en las direcciones principales. Los valores calculados para cada caso se muestran en la tabla 3.15. Es lógico que se obtengan valores mayores en el análisis traslacional, dado que en dicho análisis no se tienen en cuenta los efectos de la torsión, por lo que los modos correspondientes a los ejes principales tendrán una mayor influencia sobre el movimiento de la estructura.

Tabla 3.15: *Comparación de las masas participantes de los modos principales*

Tipo de Análisis	Dinámico	Traslacional
Eje X	75.67%	77.49%
Eje Y	64.91%	72.77%

Por otro lado, se determinó el valor de la cortante basal y el porcentaje de la misma que será resistida por los muros estructurales. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 3.16.

Tabla 3.16: *Comparación de cortantes basales y corte soportado por los muros*

Dirección	Exc.	Análisis Dinámico		Análisis Estático		Análisis Traslacional	
		V_{Basal} (ton)	%Muros	V_{Basal} (ton)	%Muros	V_{Basal} (ton)	%Muros
X	+	114.76	84.41%	149.56	85.18%	118.14	85.99%
X	-	114.55	85.51%				
Y	+	99.21	95.35%	149.56	95.18%	113.42	95.38%
Y	-	108.51	95.41%				

En cuanto a los valores de las cortantes basales, se obtuvieron magnitudes similares para los análisis traslacional y dinámico, mientras que el análisis estático otorgó un valor considerablemente mayor, el cual será empleado para el cálculo de los factores de escala para determinar las envolventes de diseño posteriormente. En otros términos, se puede observar que la distribución de la cortante basal fue similar en los tres casos, dado que el porcentaje de la misma resistida por las placas no varió significativamente entre los tres análisis realizados.

Por otra parte, se compararon los desplazamientos de entrepiso y los máximos desplazamientos obtenidos para cada eje en la azotea. Se muestran los valores calculados para cada análisis en la tabla 3.17.

Tabla 3.17: *Comparación de los desplazamientos máximos en la azotea*

Tipo de Análisis	Dinámico	Estático	Traslacional
Eje X	5.89cm	6.49cm	5.02cm
Eje Y	2.49cm	3.27cm	2.45cm

Por su parte, los resultados obtenidos en relación a los desplazamientos de entrepiso correspondientes a cada nivel se muestran en la tabla 3.18.

Tabla 3.18: *Comparación de desplazamientos de entrepiso (en cm)*

Dirección	Exc.	Análisis Estático	Análisis Traslacional	Análisis Dinámico
X	+	1.063	0.837	0.996
		1.367	1.070	1.257
		1.596	1.234	1.442
		1.551	1.189	1.381
		0.914	0.687	0.809
X	-	1.063	0.837	0.920
		1.367	1.070	1.196
		1.596	1.234	1.395
		1.551	1.189	1.358
		0.914	0.687	0.777
Y	+	0.748	0.579	0.570
		0.779	0.595	0.597
		0.752	0.562	0.574
		0.625	0.456	0.476
		0.365	0.263	0.275
Y	-	0.748	0.579	0.586
		0.779	0.595	0.602
		0.752	0.562	0.568
		0.625	0.456	0.461
		0.365	0.263	0.265

En general, para todas las comparaciones realizadas, puede notarse que los valores obtenidos en los tres análisis realizados son bastante similares, lo cual coincide con lo esperado en base a los índices de torsión obtenidos durante el análisis de irregularidades. Particularmente, en el caso de los desplazamientos, es lógico que los valores obtenidos en los análisis traslacional y dinámico prácticamente coinciden para el eje "Y", mientras que en el eje "X" la diferencia entre ambos valores sea más considerable, dado que en este último el efecto de torsión es mayor. Además, se observó que los desplazamientos o fuerzas obtenidos para el análisis estático tuvieron magnitudes mayores, lo cual se debe a que la fuerza cortante de análisis correspondiente a dicho análisis tiene una magnitud mayor a las de los otros dos casos.

3.11. Fuerza cortante de diseño

Al tratarse de una edificación regular, la fuerza cortante de diseño en cada dirección de análisis no será menor que el 80% de la fuerza cortante determinada en el análisis estático para la dirección correspondiente. Considerando las fuerzas cortantes determinadas a

través del análisis dinámico, se determinaron los factores de escalamiento a considerar para cada eje y las fuerzas de diseño correspondientes. Utilizando estos factores de escalamiento, se podrán crear las envolventes correspondientes a los sismos de diseño de cada dirección principal en el modelo. Los cálculos de dichas fuerzas cortantes de diseño y factores de escalamiento se muestran en la tabla 3.19.

Tabla 3.19: *Determinación de los factores de escalamiento*

Dirección	Excentricidad	$V_{Estática}$ (ton)	$V_{Dinámica}$ (ton)	80% $V_{Estática}$ (ton)	f_{Escala}
X	Positiva	149.556	114.758	119.645	1.0426
X	Negativa	149.556	114.550	119.645	1.0445
Y	Positiva	149.556	99.208	119.645	1.2060
Y	Negativa	149.556	108.513	119.645	1.1026

3.12. Redundancia

Finalmente, en la norma E.030 se establece que los elementos que resistan una fuerza cortante mayor al 30% de la total en cualquier entrepiso tendrán que diseñarse considerando una amplificación del 25% para dicha fuerza cortante. En las tablas 3.20 y 3.21 se muestra el análisis para las cargas inducidas por sismos paralelos a los ejes principales, mostrando que para las placas ubicadas sobre los ejes 1 y 3 será necesario tener en cuenta esta consideración.

Tabla 3.20: *Verificación de redundancia en el eje X*

Muro	V_{Total} (ton)	V_{Muro} (ton)	% V_{Total}
Eje F	149.556	40.66	27.19%
Eje 3	149.556	41.53	27.77%
Eje 1	149.556	28.55	19.09%
Eje A	149.556	16.65	11.13%

Tabla 3.21: *Verificación de redundancia en el eje Y*

Muro	V_{Total} (ton)	V_{Muro} (ton)	% V_{Total}
Eje F	149.556	0.24	0.16%
Eje 3	149.556	75.68	50.60%
Eje 1	149.556	66.13	44.22%
Eje A	149.556	0.29	0.19%

4. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

4.1. Diseño por flexión

El diseño de una sección por flexión consiste en dotarla de una cuantía de acero suficiente para garantizar que la misma tenga un comportamiento adecuado en base a lo establecido por la norma E.060, siguiendo el diseño por resistencia, es decir, cumpliendo lo siguiente:

$$\Phi M_N \geq M_U$$

- Donde:
  - Φ: Factor de reducción por flexión. Φ=0.9.
  - M_N: Momento nominal de la sección.
  - M_U: Resistencia requerida por flexión de la sección.

Para realizar este diseño, se tomaron en cuenta algunas consideraciones. En primer lugar, se empleó la simplificación del bloque de compresiones propuesto en la norma E.060 para simplificar las cargas de compresión en la sección a una carga uniforme. Además, teniendo en cuenta que el acero en compresión no modificará considerablemente la resistencia a flexión de una sección, se optó por despreciar su aporte en el diseño.

Considerando lo mencionado anteriormente, se pueden deducir las siguientes expresiones para determinar el acero requerido en una sección, en función del cual se seleccionará una configuración de barras de acero adecuada:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_U}{0.85\Phi * f'c * b}} \qquad A_S = \frac{M_U}{\Phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

- Donde:
  - b: Ancho de la sección en cm.
  - d: Peralte efectivo de la sección.

De acuerdo con el reglamento, toda sección debe tener, como mínimo, una cuantía de acero que dote a la misma de una resistencia de diseño mayor o igual al 120% del momento de agrietamiento de dicha sección, el cual se puede determinar a través de las siguientes expresiones:

$$M_{CR} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \qquad f_r = 2\sqrt{f'c}$$

- Donde:
    - I_g: Inercia de la sección en cm^4.
    - Y_t: Distancia del extremo de la sección al centroide en cm.
    - f_r: Esfuerzo de agrietamiento en kg/cm^2.

Adicionalmente, la norma indica que para secciones donde el ala de la sección se encuentre en compresión, el acero colocado no podrá ser menor al valor calculado mediante la siguiente expresión:

$$A_{Smin} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy} * b_w * d$$

Por otro lado, se establece en el reglamento que el acero colocado no puede superar las tres cuartas partes de la cantidad de acero que ocasionaría una falla balanceada, es decir, en la cual el concreto llegaría a su deformación de rotura al mismo tiempo que el acero alcanza el estado de fluencia.

Se determinaron las longitudes de anclaje en función del diámetro de las barras y de la resistencia a compresión del concreto empleado. Finalmente, se realizó el corte de fierro ubicando los puntos de corte teóricos y prologando las barras de acero según lo mostrado en la figura 4.1.

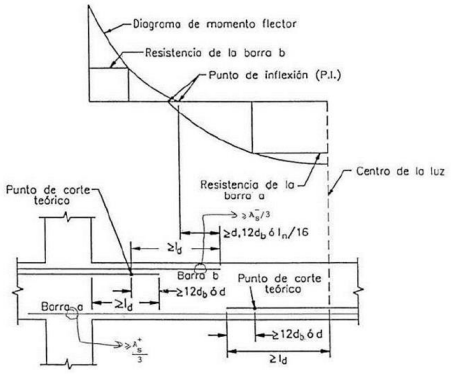


Figura 4.1: *Corte de fierro (Ottazzi, 2016)*

4.2. Diseño por cortante

El diseño por cortante busca que las resistencias a acciones de corte del concreto y el refuerzo transversal en la sección permitan resistir las fuerzas cortantes que actúan sobre la misma, es decir, que se cumpla la siguiente expresión:

$$\Phi(V_C + V_S) \geq V_U$$

- Donde:
  - Φ: Factor de reducción por cortante. Φ=0.85.
  - V_C: Resistencia a corte del concreto.
  - V_S: Resistencia a corte del acero transversal.
  - V_U: Resistencia requerida en la sección.

Para determinar la resistencia a fuerza cortante del concreto, se tendrán distintas expresiones en función del tipo de solicitación para la cual se está diseñando el elemento analizado. En el caso de elementos que trabajan a flexión, la expresión para determinar dicha resistencia será la siguiente:

$$\Phi V_C = 0.85 * \Phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

- Cabe mencionar que, para el caso de las viguetas en losas aligeradas o en vigas que tengan una sección en forma de "T", este valor será amplificado en un 10%.

Por otro lado, para elementos que trabajan en flexocompresión, debido a la acción de cargas axiales de gran magnitud la resistencia a cortante de la sección de análisis aumentará, por lo que se considera la siguiente expresión:

$$\Phi V_C = 0.85 * \Phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * (1 + \frac{N_U}{140A_g}) * b * d$$

- Donde:
  - N_U: Carga axial actuante en la sección en kilogramos.
  - A_g: Área bruta de la sección en cm^2.

De manera similar, para determinar la resistencia a fuerzas cortantes del refuerzo transversal dispuesto, se utilizó la siguiente expresión:

$$V_S = \frac{A_v * fy * d}{s}$$

- Donde:
  - A_v: Área de corte del acero de refuerzo en cm^2.
  - s: Espaciamiento entre los refuerzos en cm.

Finalmente, la norma establece un valor límite para la resistencia a cortante del refuerzo transversal, dicho valor se determina con la siguiente expresión:

$$V_{Smax} = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

4.3. Diseño por flexocompresión

Las columnas y muros estructurales estarán sometidos a cargas axiales y de flexión. Para este tipo de elementos no se puede optar por realizar diseños independientes para cada una de estas solicitaciones, dado que las cargas axiales tendrán una gran influencia en la resistencia a flexión de la sección y viceversa.

Para poder realizar este diseño, es necesario asignar una configuración específica de barras de acero a la sección y determinar el diagrama de interacción de la sección para dichas condiciones. Este diagrama de interacción es una curva que relacionará las resistencias de la sección ante distintos valores de carga axial y momento flector, la construcción del mismo se realizará siguiendo lo mostrado en la figura 4.2.

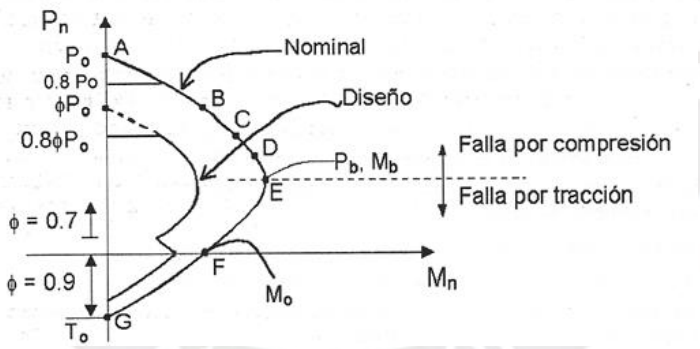


Figura 4.2: *Diagrama de Interacción (Ottazzi, 2016)*

Por último, determinando las combinaciones de carga correspondientes según la norma, se ubican los puntos asociados a las mismas en la misma gráfica que el diagrama de interacción elaborado. Si dichos puntos se ubican dentro del diagrama de interacción de diseño, entonces la configuración de aceros seleccionada permitirá que la sección tenga un comportamiento adecuado ante efectos de flexocompresión.

4.4. Control de deflexiones

Debido a la aplicación de cargas de gravedad sobre un elemento de forma prolongada, este puede sufrir deflexiones considerables a lo largo del tiempo. Si bien en el capítulo 2 se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales para evitar problemas de deflexión, será recomendable realizar la verificación del cumplimiento de las deflexiones ante cargas de servicio.

Para poder realizar esta verificación, es necesario entender que las deflexiones serán divididas en dos tipos diferentes, las deflexiones inmediatas y las deflexiones diferidas. Las primeras son las que se producen en el elemento estructural inmediatamente tras la aplicación de la carga, mientras que las últimas aparecen con el paso del tiempo y la aplicación de cargas de forma continua sobre el elemento. (Ottazzi, 2016)

Para realizar el cálculo de las deflexiones inmediatas, se emplearán los resultados obtenidos del modelo de análisis para cargas de gravedad sin amplificar. Es necesario tener en cuenta que el programa realiza el cálculo de las deflexiones considerando la sección bruta del elemento; sin embargo, cuando en la sección actúa un momento flector mayor al momento de agrietamiento, dicha sección se agrietará y la inercia de la misma tendrá un menor valor. Según las condiciones de apoyo del elemento, se realizará un promedio ponderado de las inercias que influyen en las deflexiones producidas. Finalmente, se multiplicarán los valores de las mismas por la relación entre las inercias bruta y efectiva calculada para corregir los valores de las deflexiones. (Ottazzi, 2016)

Al momento de realizar el cálculo de deflexiones inmediatas, dado que la norma peruana considera las inercias de la sección completamente agrietada en casos donde el momento en servicio es mayor al de agrietamiento, se pueden obtener relaciones de inercia mucho más elevadas de lo esperado.

La siguiente expresión, presentada en el acápite 24.2.3.9 del ACI 318, permite estimar la inercia efectiva en función del momento en servicio actuante y el momento de agrietamiento de la sección:

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

Por otro lado, para estimar la magnitud de las deflexiones diferidas, se relacionó la magnitud de estas a las deflexiones inmediatas ya calculadas anteriormente empleando las siguientes expresiones:

$$\delta_d = \lambda \delta_i \qquad\qquad \lambda = \frac{\zeta}{1+50\rho'}$$

- Donde:
  - ρ': Cuantía de acero en compresión (A_s'/bh)
  - ζ: Toma un valor de 2 para diseños a largo plazo.

Luego, se comparará la deflexión inmediata por carga viva con el límite de L/360, verificando esta sea menor. Finalmente, se determinará la deflexión total considerando la deflexión diferida por carga muerta, el 30% de las deflexiones producidas por efecto de las cargas vivas; además, se verificará que este valor sea menor al valor máximo permitido de L/480.

4.5. Control de fisuración

Para realizar el control de fisuración de la sección analizada, la norma emplea un parámetro "Z" cuyo valor debe ser menor a 26kN/mm (26500kg/cm) para que la sección tenga un comportamiento satisfactorio. La determinación de dicho parámetro para la sección se puede realizar mediante una serie de expresiones:

$$Z = fs\sqrt[3]{d_c * A_{ct}} \qquad\qquad fs = \frac{M_s}{0.9*d*A_s}$$

Donde "M_S" es el momento en la sección en condiciones de servicio, "d_c" es el recubrimiento medido desde el extremo de la sección hasta el eje de la barra de acero más cercana y "A_{ct}" es el área efectiva de concreto en tracción, la cual se puede determinar empleando la siguiente expresión:

$$A_{ct} = 2 * y_s * b$$

Considerando que "y_s" representa la distancia del extremo de la sección al centroide del refuerzo por tracción de la sección.

5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE TECHO

5.1. Diseño de losas aligeradas

Para realizar el análisis y diseño de los aligerados, se elaboraron modelos adicionales en ETABS considerando una vigueta típica del aligerado a analizar y las cargas de gravedad actuantes sobre dicho elemento. A modo de ejemplo, se presentará el análisis y diseño de las viguetas correspondientes al aligerado mostrado en la figura 5.1, dado que es el que tendrá mayores cargas actuantes en su área tributaria.

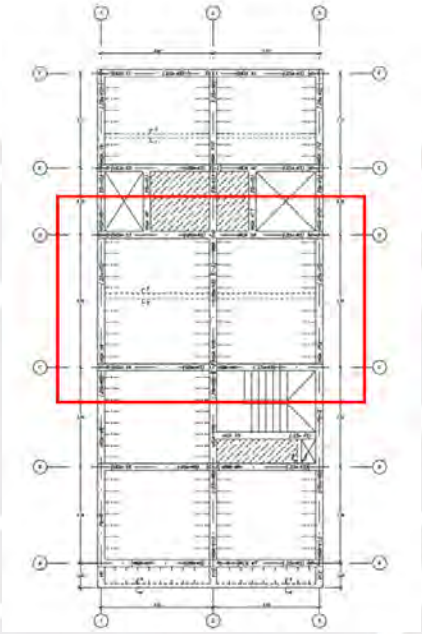


Figura 5.1: *Paño de losa diseñado*

Para este aligerado, se tendrá un diseño de vigueta distinto para los distintos niveles de la estructura, en primer lugar, se presenta el procedimiento para el diseño del aligerado ubicado en el segundo piso.

Para el diseño de estos aligerados, se consideran viguetas típicas de 40cm de ancho tributario. Esto será tenido en cuenta para determinar las cargas correspondientes al peso propio de la misma y la magnitud de las cargas externas actuantes sobre la vigueta. En la tabla 5.1 se muestra el cálculo de las cargas actuantes sobre la vigueta analizada.

Tabla 5.1: *Cargas actuantes sobre la vigueta*

Tipo de Carga	Tipo	Cálculo	Magnitud
Peso propio	Carga Muerta	2.4*(0.4*0.05+0.1*0.15)	0.12ton/m
Piso terminado	Carga Muerta	0.1*0.4	0.04ton/m
Tabiques	Carga Muerta	1.8*0.15*0.4*2.55	0.2754ton
Sobrecarga	Carga Viva	0.2*0.4	0.08ton/m

Tras realizar el modelado de la vigueta a analizar y colocar todas las cargas correspondientes, se pudieron obtener las fuerzas a considerar en el diseño de la losa aligerada. En función de dichos valores se determinó el refuerzo necesario en la sección para poder cumplir con las solicitaciones por flexión y cortante. A modo de consideración adicional, cabe mencionar que, tanto para el diseño por flexión como para el diseño por cortante, se tomaron las fuerzas correspondientes a las secciones ubicadas a la cara de las vigas de apoyo de la vigueta a diseñar. En las figuras 5.2 y 5.3 se muestran las cargas muertas y vivas colocadas en el modelo de la vigueta y los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes para cargas últimas se muestran en las figuras 5.4 y 5.5.

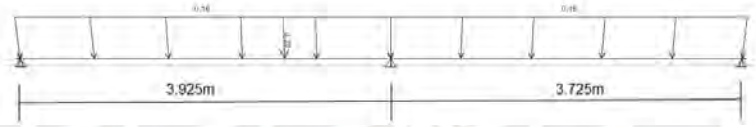


Figura 5.2: *Modelo del aligerado con las cargas muertas*

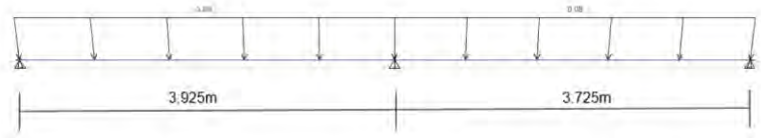


Figura 5.3: *Modelo del aligerado con las cargas vivas*

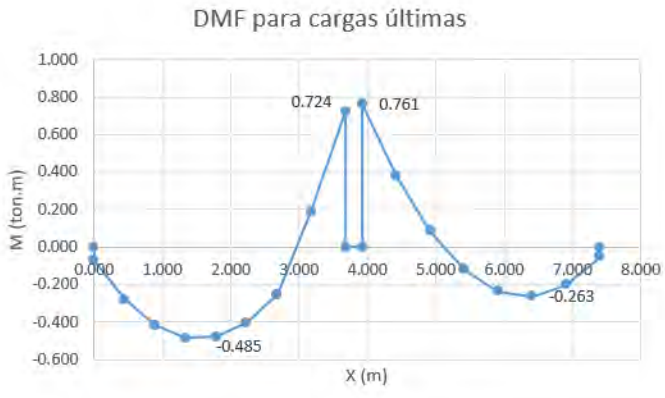


Figura 5.4: *Diagrama de momento flector para el aligerado*

Figura 5.5: *Diagrama de fuerzas cortantes para el aligerado*

En base a los valores obtenidos en el diagrama de momentos flectores mostrado, se realizó el diseño por flexión, considerando las expresiones establecidas en la sección 4.1 del capítulo anterior. Los resultados obtenidos para dicho diseño se muestran en la tabla 5.2.

Tabla 5.2: *Diseño por flexión de la losa aligerada*

Sección Analizada	Momento (ton.m)	As (cm^2)	Refuerzo a colocar
Apoyo izquierdo	0.000	0.000	1ϕ3/8" (0.71cm^2)
Centro del tramo izquierdo	0.485	0.765	2ϕ3/8" (1.42cm^2)
Apoyo Central	0.761	1.302	2ϕ3/8" (1.42cm^2)
Centro del tramo derecho	0.263	0.413	1ϕ3/8" (0.71cm^2)
Apoyo derecho	0.000	0.000	1ϕ3/8" (0.71cm^2)

Es necesario verificar que estos valores se ubiquen dentro del rango limitado por las cuantías mínima y máxima de acero para el elemento correspondiente, para realizar dicha verificación se calcularon las cantidades de refuerzo mínimo y máximo según las expresiones mencionadas en el capítulo anterior. Para el refuerzo positivo, se determinó que este será como mínimo de 0.487 cm^2 y no superará un área de 10.838 cm^2, es decir, que el refuerzo seleccionado anteriormente cumplirá con estas solicitaciones. Por otro lado, en el caso del refuerzo negativo, no será necesario considerar una cuantía mínima de acero, sino que bastará con colocar los bastones necesarios para que el elemento pueda soportar los efectos de flexión adecuadamente.

Posteriormente, se realizó el diseño por corte en base a lo indicado en el capítulo anterior. En el modelo de la vigueta se determinó la fuerza cortante actuante a la cara de la viga

de apoyo y se comparó esta magnitud con la capacidad a cortante de la vigueta del aligerado. Para este aligerado, se obtuvo una fuerza cortante máxima de 1.16ton, mientras que la resistencia de la sección permite soportar cargas de hasta 1.221ton; por lo tanto, al tenerse una resistencia en la sección mayor a la requerida, se determinó que no será necesario considerar un ensanche de ningún tipo para el aligerado en cuestión.

Tras finalizar con el diseño del elemento, se realizaron las verificaciones en condiciones de servicio para comprobar que no se presenten deflexiones excesivas en el elemento y que no haya problemas por fisuración en ninguna sección del mismo.

Los resultados obtenidos en el análisis de deflexiones se muestran en la tabla 5.3

Tabla 5.3: *Cálculo de deflexiones en la vigueta*

Parámetro Calculado	Tramo 1	Tramo 2
M_a+ (ton.m)	0.335	0.173
M_{cr}+ (ton.m)	0.259	0.259
M_a- (ton.m)	0.514	0.514
M_{cr}- (ton.m)	0.504	0.504
As (cm^2)	1.42	0.71
As' (cm^2)	1.42	1.42
n (cm)	9.200	9.200
d (cm)	17	17
b (cm)	40	40
I_g (cm^4)	11800.6	11800.6
I_{cr}+ (cm^4)	2920.7	1572.9
I_{cr}- (cm^4)	2399.8	2399.8
I_{ef}+ (cm^4)	7015.9	11800.6
I_{ef}- (cm^4)	11258.4	11258.4
I_{ef} (cm^4)	8430.1	11619.9
I_g/I_{ef}	1.40	1.02
ρ'	0.000	0.000
λ	2.000	2.000
δ_{mi} (ETABS) (cm)	0.135	0.020
δ_{vi} (ETABS) (cm)	0.037	0.025
δ_{mi} (cm)	0.189	0.021
δ_{vi} (cm)	0.051	0.025
δ_{md} (cm)	0.378	0.041
δ_{vd} (cm)	0.102	0.050
δ_T max (cm)	0.766	0.724
δ_T (cm)	0.424	0.064

Como se puede observar, para ambos tramos, las deflexiones calculadas siguiendo los lineamientos presentados no superan el valor máximo permitido por el reglamento nacional; por lo tanto, se considera que el diseño es adecuado y no se tendrán problemas relacionados a las deflexiones.

Finalmente, se realizó el control de fisuración en las principales secciones de la vigueta. Del mismo modo que en el caso anterior, se muestran los resultados obtenidos utilizando las expresiones mostradas en la sección 4.5 para dicho análisis en la tabla 5.4.

Tabla 5.4: *Control de fisuración en la vigueta*

Parámetro Calculado	M+ Tramo 1	M- Apoyo Central	M+ Tramo 2
M_s (kg.cm)	33500.00	51410.00	17330.00
As (cm^2)	1.42	1.42	0.71
f_s (kg/cm^2)	1541.9	2366.3	1595.3
d_c (cm)	3.00	3.00	3.00
Y_s (cm)	3.00	3.00	3.00
Act (cm^2)	60.00	240.00	60.00
Z (kg/cm)	8706	21209	9008
Z_{max} (kg/cm)	26500	26500	26500

Por último, se realizó el corte de fierro para el armado seleccionado en el elemento. Tanto para el refuerzo negativo como el positivo se consideró lo descrito en la sección 4.1 para determinar los puntos de corte teóricos; sin embargo, en el caso de los bastones positivos, se comparó dicho valor con la séptima parte de la longitud en las secciones extremas de las viguetas y con la sexta parte de la misma para las secciones interiores y se eligió el menor valor entre los considerados; además, es importante indicar que todos los puntos de corte serán redondeados a un valor que sea múltiplo de 5cm para facilitar la construcción de estos.

Para el refuerzo negativo, en el segundo tramo se identificó el punto de corte teórico del primer bastón a 41cm de la cara de la viga central, por lo que se tendrá una distancia mínima para el corte de 58cm, valor que fue redondeado a 60cm; en cuanto al otro bastón, a 119cm de la cara de la viga ya no se requiere refuerzo negativo, por lo que se realizó el corte a 140cm de la cara de esta tras la prolongación y redondeo de dicho valor.

Para el bastón de acero positivo colocado en el primer tramo, se muestra el cálculo de los puntos de corte en la tabla 5.5. Todos los valores de la tabla se miden desde la cara de la viga correspondiente.

Tabla 5.5: *Corte de fierro del bastón positivo*

Parámetro Calculado	Punto de corte Izquierda	Punto de corte Derecha
Corte teórico (cm)	111	173
Corte real (cm)	93	156
L/6 (cm)	-	61.3
L/7 (cm)	52.5	-
Corte final (cm)	50	60

Finalmente, se muestra el armado de la vigueta típica del aligerado en la figura 5.6.

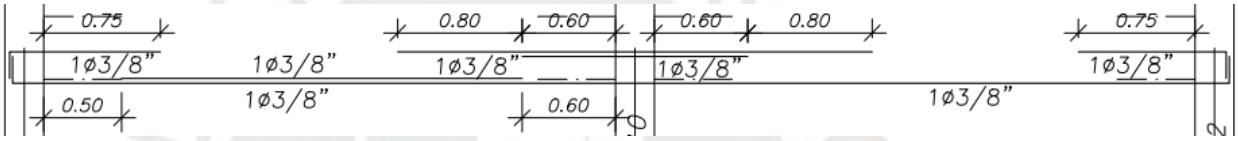


Figura 5.6: *Distribución final de aceros en una vigueta del aligerado*

Luego, se realizó el mismo procedimiento de diseño para la losa aligerada ubicada en la planta típica, en la zona más cercana al eje "C". Dado que se emplearán el mismo tipo de viguetas y tabiques que en el caso anterior, las magnitudes de las cargas a considerar en el modelo serán equivalentes a las calculadas en la tabla 5.1; sin embargo, la ubicación de las mismas cambiará debido a que se tendrá una distinta distribución de tabiques.

Se realizó el modelo y el cálculo de las fuerzas de diseño del mismo modo que en el caso anterior, las cargas muertas y vivas actuantes sobre la vigueta se muestran en las figuras 5.7 y 5.8, mientras que los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes para cargas últimas se muestran en las figuras 5.9 y 5.10.

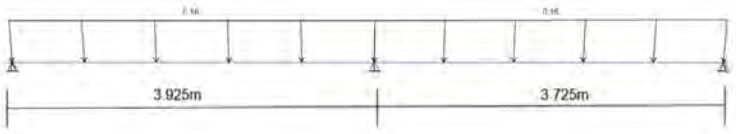


Figura 5.7: *Modelo del aligerado con las cargas muertas*

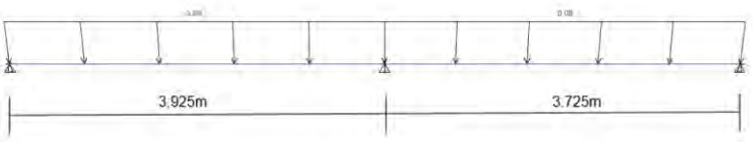


Figura 5.8: *Modelo del aligerado con las cargas vivas*

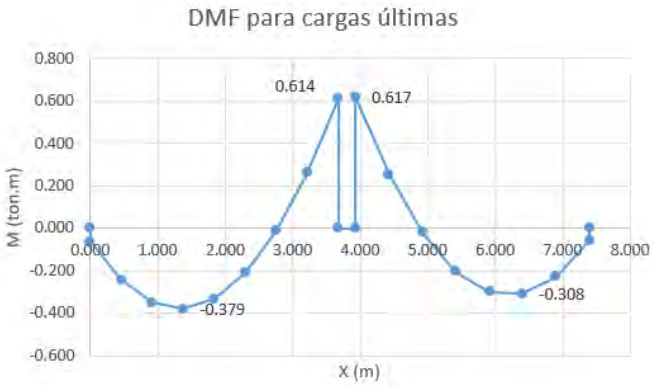


Figura 5.9: *Diagrama de momento flector para el aligerado*

Figura 5.10: *Diagrama de fuerzas cortantes para el aligerado*

Al igual que para el caso anterior, se realizó el diseño por flexión para los valores mostrados en el diagrama de momentos mostrado en la figura 5.9. Los resultados obtenidos para dicho diseño se muestran en la tabla 5.6.

Tabla 5.6: *Diseño por flexión de la losa aligerada*

Sección Analizada	Momento (ton.m)	As (cm^2)	Refuerzo a colocar
Apoyo izquierdo	0.000	0.000	1ϕ3/8" (0.71cm^2)
Centro del tramo izquierdo	0.379	0.600	1ϕ3/8" (0.71cm^2)
Apoyo Central	0.617	1.034	1ϕ1/2" (1.29cm^2)
Centro del tramo derecho	0.308	0.483	1ϕ3/8" (0.71cm^2)
Apoyo derecho	0.000	0.000	1ϕ3/8" (0.71cm^2)

Se verificó que los refuerzos seleccionados cumplen con los límites máximo y mínimo de refuerzo por flexión calculados para el aligerado anterior.

A continuación, se verificó que la fuerza cortante máxima actuante de 0.85ton fuese menor que la resistencia de la sección de 1.221ton calculada anteriormente. Por lo tanto, no será necesario considerar un ensanche de ningún tipo para el aligerado en cuestión.

Para el cálculo de las deflexiones, siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior, se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla 5.7.

Tabla 5.7: *Cálculo de deflexiones en la vigueta*

Parámetro Calculado	Tramo 1	Tramo 2
M_a+ (ton.m)	0.253	0.205
M_{cr}+ (ton.m)	0.259	0.259
M_a- (ton.m)	0.411	0.411
M_{cr}- (ton.m)	0.504	0.504
As (cm^2)	0.71	0.71
As' (cm^2)	1.29	1.29
n (cm)	9.200	9.200
d (cm)	17	17
b (cm)	40	40
I_g (cm^4)	11800.6	11800.6
I_{cr}+ (cm^4)	1572.9	1572.9
I_{cr}- (cm^4)	2148.6	2148.6
I_{ef}+ (cm^4)	11800.6	11800.6
I_{ef}- (cm^4)	11800.6	11800.6
I_{ef} (cm^4)	11800.6	11800.6
I_g/I_{ef}	1.00	1.00
ρ'	0.000	0.000
λ	2.000	2.000
δ_{mi} (ETABS) (cm)	0.074	0.049
δ_{vi} (ETABS) (cm)	0.037	0.025
δ_{mi} (cm)	0.074	0.049
δ_{vi} (cm)	0.037	0.025
δ_{md} (cm)	0.147	0.099
δ_{vd} (cm)	0.074	0.049
δ_T max (cm)	0.766	0.724
δ_T (cm)	0.195	0.131

Del mismo modo que en el caso anterior, las deflexiones totales no superan el límite permitido, entonces se considera que el diseño es correcto en este aspecto.

A continuación, se realizó el control de fisuraciones para verificar que el refuerzo seleccionado sea adecuado para cumplir con lo requerido por dicha condición. Los resultados correspondientes se muestran en la tabla 5.8.

Tabla 5.8: *Control de fisuración en la vigueta*

Parámetro Calculado	M+ Tramo 1	M- Apoyo Central	M+ Tramo 2
M_s (kg.cm)	25250.00	41130.00	20520.00
As (cm^2)	0.71	1.29	0.71
f_s (kg/cm^2)	2324.4	2083.9	1889.0
d_c (cm)	3.00	3.00	3.00
Y_s (cm)	3.00	3.00	3.00
Act (cm^2)	60.00	240.00	60.00
Z (kg/cm)	13124	18678	10666
Z_{max} (kg/cm)	26500	26500	26500

Por último, se realizó el corte de fierro para el armado seleccionado considerando las mismas premisas que fueron indicadas en el diseño de la vigueta anterior.

Para el refuerzo negativo, en el primer tramo se identificó el punto de corte teórico del acero negativo a 90cm de la cara de la viga central, por lo que se tendrá una distancia mínima para el corte de 107cm, valor que fue redondeado a 110cm; en cuanto al segundo tramo, a 97cm de la cara de la viga ya no se requiere refuerzo negativo, por lo que se realizaría el corte a 115cm de la cara de esta tras la prolongación y redondeo de dicho valor. Tomando el mayor valor de ambos, se realizó el corte a 1.15m en ambos tramos. Para el acero positivo, no se cuenta con bastones, de modo que no será necesario realizar ningún tipo de corte de fierro.

Finalmente, se muestra el armado de la vigueta típica del aligerado en la figura 5.11.

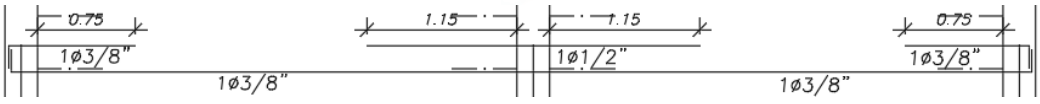


Figura 5.11: *Distribución final de aceros en una vigueta del aligerado*

5.2. Diseño de losas macizas

Para las losas macizas, su modelamiento dependerá del tipo de comportamiento que estas tengan. Cuando una losa maciza trabaja en una dirección el procedimiento será similar al realizado para el aligerado, pero considerando una sección rectangular en lugar de "T". Sin embargo, si se tiene una losa maciza bidireccional, será necesario utilizar un modelo de elementos finitos, donde se puedan determinar los requerimientos en toda el área del elemento y las dos direcciones de análisis. Como ejemplo se presenta el diseño de los paños de losa maciza ubicados entre los ejes "D" y "E", tal como se muestra en la figura 5.12.

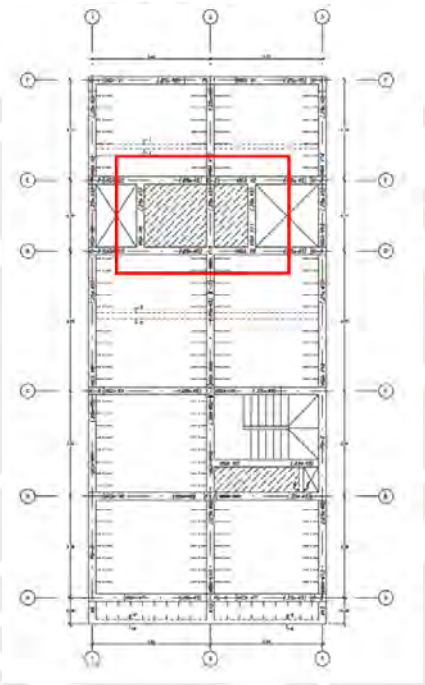


Figura 5.12: *Paños de losa maciza a diseñar*

A continuación, se elaboró un modelo de elementos finitos para determinar las cargas de diseño en el elemento, el cual se muestra en la figura 5.13.

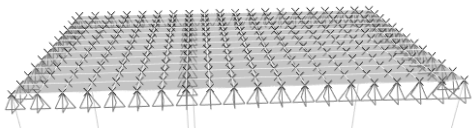


Figura 5.13: *Modelo de elementos finitos para los paños de losa maciza*

Para realizar el diseño por flexión, se consideró una cuantía mínima de 0.0012 y 0.0006 para los refuerzos positivo y negativo, respectivamente. A fin de cumplir con esta cuantía

mínima, se colocaron un refuerzo superior compuesto por barras de 8mm espaciadas 40cm entre sí y un refuerzo inferior de barras de 8mm espaciadas 20cm entre sí. Se realizó este mismo armado para ambas direcciones del elemento. Se determinó la resistencia que tendrá una sección de 1m de ancho de la losa con el armado correspondiente, obteniendo una resistencia de diseño de 0.796 ton.m para momentos negativos y 1.579 ton.m para momentos positivos.

En las figuras 5.14 y 5.15 se muestran las distribuciones de momentos flectores para cargas últimas en las dos direcciones de análisis.

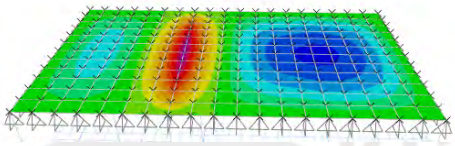


Figura 5.14: *Momentos flectores en la losa maciza en la dirección X-X*

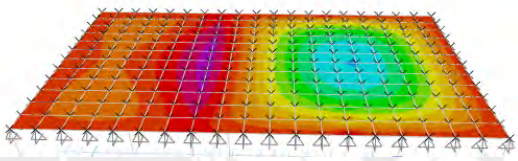


Figura 5.15: *Momentos flectores en la losa maciza en la dirección Y-Y*

A continuación, se obtuvieron los momentos actuantes en la losa maciza, resultando 0.494 ton.m el mayor momento positivo y 0.548 ton.m el máximo momento negativo para la dirección X-X; por otro lado, para la dirección Y-Y, las magnitudes de dichos momentos son 0.362 ton.m y 0.0822 ton.m, respectivamente. Dado que estos serán menores a la resistencia de la sección, no será necesario colocar un refuerzo adicional a la malla ya mencionada.

Para el diseño por cortante, se calculó la resistencia a cortante del concreto de una sección de 1m de ancho, para la cual se obtuvo un valor de 11.098 ton; luego, se extrajo el mayor valor de la fuerza cortante del modelo, a la cual le corresponde un valor de 0.209 ton. De este modo se pudo verificar que la capacidad a cortante de la sección es más que suficiente para cumplir con los requerimientos por fuerza cortante.

En la figura 5.16 se muestra el refuerzo seleccionado para estos paños de losa maciza.

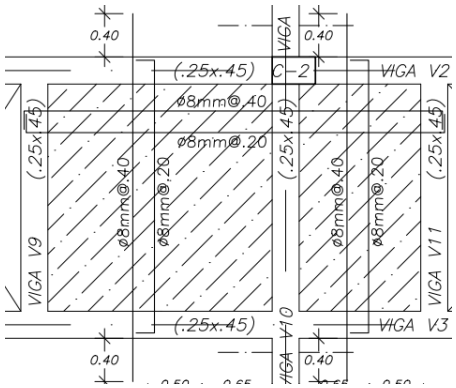


Figura 5.16: *Refuerzo seleccionado para los paños de losa maciza*

Posteriormente, se realizó el control de deflexiones de forma similar a lo realizado para los aligerados, los resultados obtenidos se muestran en la tabla 5.9.

Tabla 5.9: *Cálculo de deflexiones en la losa maciza*

Parámetro Calculado	Paño 1	Paño 2
M_a (ton.m)	0.346	0.067
M_{cr} (ton.m)	1.932	1.932
As (cm^2)	2.500	2.500
As' (cm^2)	1.250	1.250
n (cm)	9.200	9.200
d (cm)	17	17
b (cm)	100	100
I_g (cm^4)	66666.7	66666.7
I_{ef} (cm^4)	66666.7	66666.7
I_g/I_{ef}	1.000	1.000
ρ'	0.001	0.001
λ	1.939	1.939
δ_{mi} (ETABS) (cm)	0.008	0.000
δ_{vi} (ETABS) (cm)	0.001	0.000
δ_{mi} (cm)	0.008	0.000
δ_{vi} (cm)	0.001	0.000
δ_{md} (cm)	0.015	0.001
δ_{vd} (cm)	0.003	0.000
δ_T max (cm)	0.432	0.234
δ_T (cm)	0.017	0.001

Por último, se emplearon los momentos positivos y negativos en condiciones de servicio para determinar el valor del parámetro "Z" con las mismas expresiones empleadas para el caso de los aligerados, estos cálculos se muestran en la tabla 5.10.

Tabla 5.10: *Control de fisuración en la losa maciza*

Parámetro Calculado	M+ Tramo 1	M- Apoyo Central	M+ Tramo 2
M_s (kg.cm)	34640.00	5640.00	6740.00
As (cm^2)	2.50	1.25	2.50
f_s (kg/cm^2)	905.62	294.90	176.21
d_c (cm)	3.00	3.00	3.00
Y_s (cm)	3.00	3.00	3.00
Act (cm^2)	600.00	600.00	600.00
Z (kg/cm)	11016	3587	2143
Z_{max} (kg/cm)	26500	26500	26500

5.3. Diseño de vigas chatas

En el caso de las vigas chatas, estas serán colocadas en las zonas de aligerados que tengan tabiques en dirección paralela a los mismos, de modo que estas puedan transmitir las cargas de los tabiques a las vigas adyacentes. Todas las vigas chatas tendrán dos tramos y serán modeladas considerándose simplemente apoyadas en las vigas correspondientes. A modo de ejemplo, se diseñó la viga chata del paño ubicado entre los ejes “C” y “D” ubicada en el segundo piso.

Se elaboró un modelo similar al empleado para los aligerados, considerando la sección real de dicha viga chata y las cargas actuantes sobre la misma, dicho modelo se muestra en la figura 5.17.

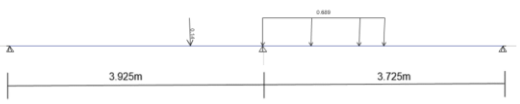


Figura 5.17: *Modelo de la viga chata*

En primer lugar, se obtuvieron los diagramas de momento flector y fuerza cortante considerados para el diseño de la viga chata, los cuales se muestran en las figuras 5.18 y 5.19.

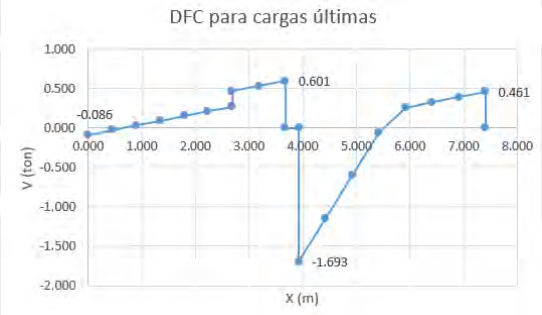


Figura 5.18: *Diagrama de fuerzas cortantes*

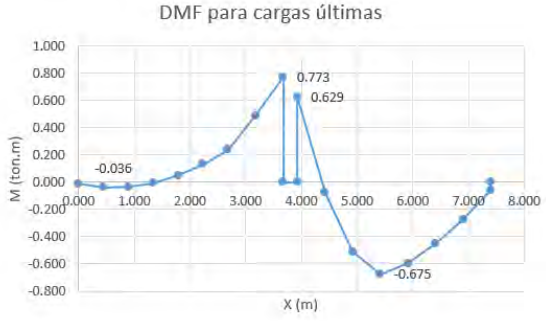


Figura 5.19: *Diagrama de momentos flectores*

Considerando dichas cargas se verificó que la sección elegida cumpla con los requerimientos pos fuerza cortante, teniendo en cuenta que la resistencia de la sección de 20cm x 20cm será de 2.22ton y que la máxima fuerza cortante por carga última será de 1.69ton, se sabe que la viga chata resistirá estos efectos de cortante sin problema.

En cuanto al diseño por flexión, los resultados obtenidos y el refuerzo seleccionado se muestran en la tabla 5.11.

Tabla 5.11: *Diseño por flexión de la viga chata*

Caso Analizado	Momento (ton.m)	As (cm^2)	Refuerzo a colocar
Momento Positivo	0.675	1.091	2ϕ3/8" (1.42cm^2)
Momento Negativo	0.773	1.258	2ϕ3/8" (1.42cm^2)

De este modo, se obtiene la sección final de la viga chata a considerar, teniendo en cuenta que solo se colocarán estribos de montaje a lo largo de todo el elemento y que los aceros obtenidos por condiciones de flexión se extenderán en toda la longitud de la viga chata, dicha sección final se muestra en la figura 5.20.

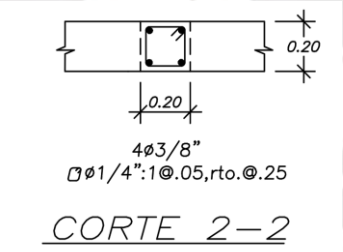


Figura 5.20: *Sección final de la viga chata*

6. DISEÑO DE VIGAS

Para realizar el diseño de las vigas, fue necesario determinar las fuerzas cortantes y momentos flectores en las secciones de análisis principales de las mismas. Para calcular dichos valores, es necesario considerar las cargas de gravedad y las cargas laterales producidas por un evento sísmico. El modelo de análisis sísmico elaborado previamente permite obtener los valores correspondientes a las fuerzas de sismo en las dos direcciones de análisis con gran precisión; no obstante, para las cargas de gravedad, resultó conveniente contar con otro modelo adicional donde los elementos verticales sean axialmente indeformables para evitar que se generen fuerzas internas por efectos de asentamiento en los elementos verticales que soportan las vigas a diseñar.

Para realizar el diseño por flexión, de forma similar a lo realizar para el diseño de las losas, se siguió el procedimiento detallado en la sección 4.1. Para el cálculo del peralte efectivo, se consideró una distancia de 6cm entre el extremo de la viga y el centro del refuerzo a tracción; sin embargo, cuando se colocó el refuerzo en dos capas, se tomó un valor de 7cm u 8cm para dicha distancia, en función del número de barras colocadas en la segunda capa. Adicionalmente, tras dotar a la viga del refuerzo necesario para cumplir los requerimientos por efectos de flexión, se verificó que el refuerzo seleccionado en dicha viga cumpliese con las condiciones de confinamiento establecidas en el capítulo 21 de la norma E.030.

Se observó que las vigas ubicadas en todos los niveles del edificio, a excepción de la azotea, presentaron valores muy similares para las fuerzas de diseño; por lo tanto, para cada una de las vigas mostradas en la estructuración se tendrán dos diseños, uno correspondiente a las fuerzas producidas en la planta típica y otro en función de lo requerido para la azotea. A modo de ejemplo, se presenta el procedimiento de diseño de las vigas V-07 y V-10 de la planta típica, ubicadas en los ejes “A” y “2”, respectivamente.

En primer lugar, se detalla el procedimiento seguido para la viga V-07, la cual se muestra en la figura 6.1.

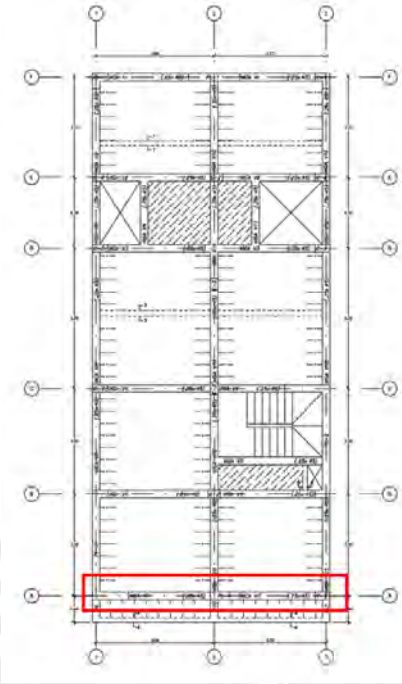


Figura 6.1: *Ubicación de la viga V-07*

El primer paso realizado fue el cálculo de las cargas de gravedad actuantes sobre la misma, el cálculo de las cargas distribuidas actuantes sobre los dos tramos de dicho elemento se muestra en la tabla 6.1.

Tabla 6.1: *Cargas actuantes sobre la vigueta*

Tipo de Carga	Tipo	Cálculo	Magnitud
Peso propio	Carga Muerta	2.4*0.45*0.25	0.27ton/m
Peso del Volado	Carga Muerta	0.3*0.6+2.4*0.2*0.15	0.252ton/m
Piso Terminado	Carga Muerta	0.1*0.75	0.075ton
Sobrecarga	Carga Viva	0.2*0.75	0.15ton/m

Los valores obtenidos mediante el metrado convencional coinciden con las cargas actuantes obtenidas a través del modelo de análisis, donde se tienen una carga muerta de 0.597ton/m y una carga viva de 0.15ton/m distribuidas a lo largo de toda la viga.

A continuación, considerando estas cargas muerta y viva, además de las fuerzas de sismo de diseño para ambos ejes principales que fueron creadas en el modelo de análisis sísmico según los resultados obtenidos en el capítulo 3, se determinaron los diagramas de fuerzas de diseño para cada tipo de cargas. En las figuras 6.2, 6.3 y 6.4 se muestran los diagramas de momentos

flectores obtenidos para cada tipo de cargas, mientras que en las figuras 6.5, 6.6 y 6.7 se muestran los diagramas de fuerzas cortantes correspondientes.

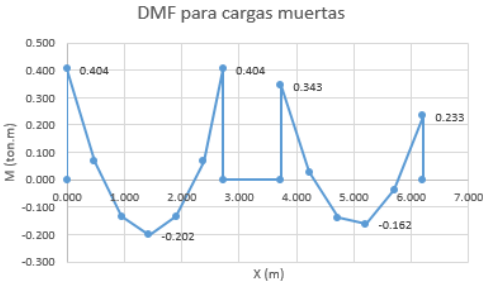


Figura 6.2: *Diagrama de momento flector para cargas muertas en la viga V-07*

Figura 6.3: *Diagrama de momento flector para cargas vivas en la viga V-07*

Figura 6.4: *Diagrama de momento flector para cargas sísmicas en la viga V-07*

Figura 6.5: *Diagrama de fuerzas cortantes para cargas muertas en la viga V-07*

Figura 6.6: *Diagrama de fuerzas cortantes para cargas vivas en la viga V-07*

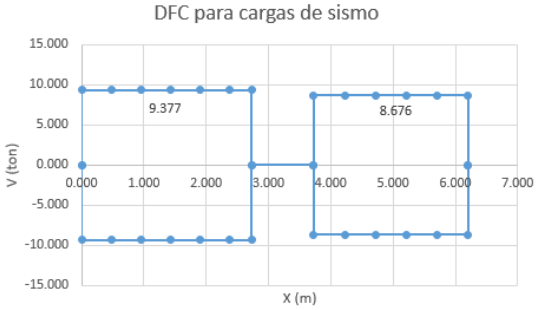


Figura 6.7: *Diagrama de fuerzas cortantes para cargas sísmicas en la viga V-07*

Luego de calcular las fuerzas internas de forma individual para cada uno de los casos de cargas, se realizó la combinación de las mismas para determinar los casos más críticos en cada una de las secciones principales de análisis. En las figuras 6.8 y 6.9 se muestran las envolventes obtenidas para momentos flectores y fuerzas cortantes, respectivamente.

Figura 6.8: *Envolvente de fuerzas cortantes*

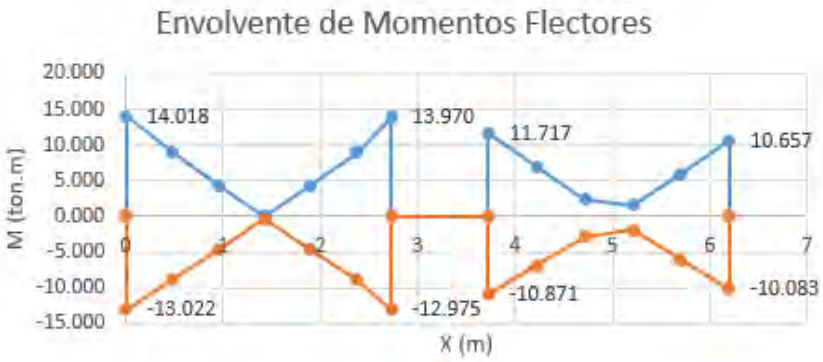


Figura 6.9: *Envolvente de momentos flectores*

Luego de determinar los valores a considerar en el diseño, se empezó realizando el diseño por flexión del elemento para determinar el refuerzo longitudinal. En la tabla 6.2 se muestran las resistencias requeridas para momentos positivos y negativos en cada una de las secciones principales, además del armado longitudinal seleccionado en cada caso.

Tabla 6.2: *Diseño por flexión de la viga V-07*

Sección	Momento (ton.m)	As (cm^2)	Acero Corrido	Bastones	Acero Instalado
Tramo 1 Izquierda	13.022	10.7924		2ϕ5/8”	12.52cm^2
Tramo 1 Centro	0.369	0.2512		-	8.52cm^2
Apoyo 1-2	12.975	10.7455	3ϕ3/4”	2ϕ5/8”	12.52cm^2
Tramo 2 Centro	1.957	1.3498		-	8.52cm^2
Tramo 2 Derecha	10.083	7.7669		-	8.52cm^2
Tramo 1 Izquierda	-14.018	11.7912		2ϕ5/8”	12.52cm^2
Tramo 1 Centro	0.000	0.0000		-	8.52cm^2
Apoyo 1-2	-13.970	11.7426	3ϕ3/4”	2ϕ5/8”	12.52cm^2
Tramo 2 Centro	-1.558	1.0710		-	8.52cm^2
Tramo 2 Derecha	-10.657	8.2649		-	8.52cm^2

Adicionalmente, se verificó que la configuración de aceros elegida cumpliese con lo establecido en el acápite 21.4.4.3 de la norma E.030. En la viga V-07, los momentos nominales positivo y negativo a la cara derecha son 11.84 ton.m y 14.00 ton.m, de modo que el primero cumple con tener una magnitud mayor a la tercera parte del segundo. Por otro lado, el mayor momento nominal de cualquier sección de la viga tiene un valor de 17.41 ton.m, mientras que

el menor tendrá una magnitud de 12.52 ton.m, es decir, que este último será mayor a la cuarta parte del valor anterior, de modo que el diseño es adecuado.

Se realizó el corte de fierro según lo indicado en la sección 4.1. Por ejemplo, para el primer tramo, en el caso del acero positivo, se identificaron los puntos de corte teóricos a 0.20m de la cara de los apoyos correspondientes, tras prolongar el refuerzo una distancia de 39 cm en cada dirección y redondear el valor obtenido a un múltiplo de 5 cm, se determinó que el corte del refuerzo positivo podría realizarse a 0.60 m de la cara de la placa más cercana en ambos; sin embargo, se optó por realizar el corte a una distancia igual a un tercio de la longitud del tramo de viga, es decir, 91cm, lo cual puede aproximarse a 95cm. Del mismo modo, para el refuerzo negativo se ubicaron los puntos teóricos de corte a 0.26 m de las caras de las placas ubicadas en los ejes 1 y 2; de este modo, tras seguir el mismo proceso que en el caso anterior, se determinó que el corte de fierro se daría a una distancia de 0.65 m de la cara del apoyo correspondiente para ambos casos. Nuevamente, se realizó el corte a L/3 de la cara de los apoyos, es decir, a 85 cm de estas.

Posteriormente se realizó el diseño por cortante, para el cual se consideró el diseño por capacidad, de modo que se evita la posibilidad de que se presente una falla frágil en la viga. Los resultados obtenidos para el diseño considerando estribos de 8mm de diámetro se muestran en la tabla 6.3.

Tabla 6.3: *Diseño por capacidad de la viga V-07*

Tramo	Wu (ton/m)	Mn_i (ton.m)	Mn_d (ton.m)	V_u (ton)	S_{cap} (cm)
1	0.93	17.41	17.41	14.05	22.88
2	0.93	17.41	12.52	13.25	25.22

Adicionalmente, de acuerdo con lo indicado en el acápite 21.4.4.4, se calculó la longitud de confinamiento de 90cm, la cual es común a todas las vigas empleadas en el proyecto. Dentro de dicha zona, se calcularon los espaciamientos mínimos permitidos empleando las expresiones presentadas en ese mismo acápite del reglamento:

- $S \leq \frac{d}{4} o\ 150\ mm = 9.75\ cm\ o\ 15\ cm = 15\ cm$
- $S \leq 10 db_{(longitudinal)} = 10 * \frac{5}{8} * 2.54 = 15.88\ cm$
- $S \leq 24 db_{(estribo)} = 24 * \frac{3}{8} * 2.54 = 22.86\ cm$
- $S \leq 300\ mm = 30\ cm$

Teniendo esto en cuenta, además de lo obtenido a través del diseño por capacidad, se optó por emplear un espaciamiento de estribos igual a 10 cm dentro de la longitud de confinamiento, a fin de tener un diseño más conservador, y un espaciamiento de 20cm fuera de esta, teniendo en cuenta que el primer estribo será colocado a 5 cm de la cara del apoyo correspondiente.

Luego, se analizaron las deflexiones producidas en todos los tramos de la viga y se verificó que sus magnitudes no superasen el valor máximo calculado según lo establecido por el reglamento. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 6.4.

Tabla 6.4: *Cálculo de deflexiones en la viga V-07*

Parámetro Calculado	Tramo 1	Tramo 2
M_a (ton.m)	0.253	0.203
M_{cr} (ton.m)	2.45	2.45
As (cm^2)	8.52	8.52
As' (cm^2)	8.52	8.52
n (cm)	9.200	9.200
d (cm)	39	39
b (cm)	25	25
I_g (cm^4)	189844	189844
I_{ef} (cm^4)	189844	189844
I_g/I_{ef}	1.000	1.000
ρ'	0.008	0.008
λ	1.432	1.432
δ_{mi} (ETABS) (cm)	0.001	0.001
δ_{vi} (ETABS) (cm)	0.000	0.000
δ_{mi} (cm)	0.001	0.001
δ_{vi} (cm)	0.000	0.000
δ_{md} (cm)	0.002	0.002
δ_{vd} (cm)	0.000	0.000
δ_T max (cm)	0.568	0.516
δ_T (cm)	0.003	0.002

Por último, siguiendo lo presentado en la sección 4.5, se verificó que se estén cumpliendo con lo requerido con respecto al fenómeno de fisuración. En la tabla 6.5 se muestra la verificación realizada para el primer tramo de la viga V-07.

Tabla 6.5: *Control de fisuración en el primer tramo de la viga V-07*

Parámetro Calculado	M- Izquierda	M+ Centro	M- Derecha
M_s (kg.cm)	50560	25280	50560
As (cm^2)	12.52	8.52	12.52
f_s (kg/cm^2)	115.05	84.53	115.05
d_c (cm)	6.00	6.00	6.00
Y_s (cm)	8.00	6.00	8.00
Act (cm^2)	400.00	300.00	400.00
Z (kg/cm)	1540.4	1028.3	1540.4
Z_{max} (kg/cm)	26500	26500	26500

Finalmente, se muestran la elevación y la sección de la viga en las figuras 6.10 y 6.11, respectivamente.

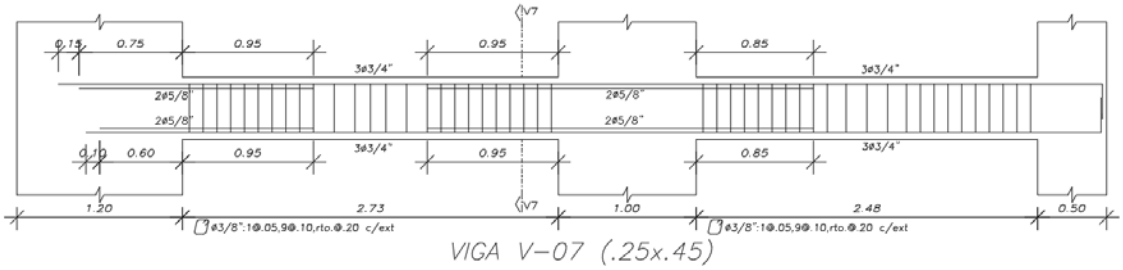


Figura 6.10: *Elevación de la viga V-07*

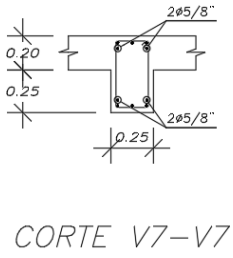


Figura 6.11: *Sección de la viga V-07*

Del mismo modo, se realizó el diseño de la viga V-10, mostrada en la figura 6.12.

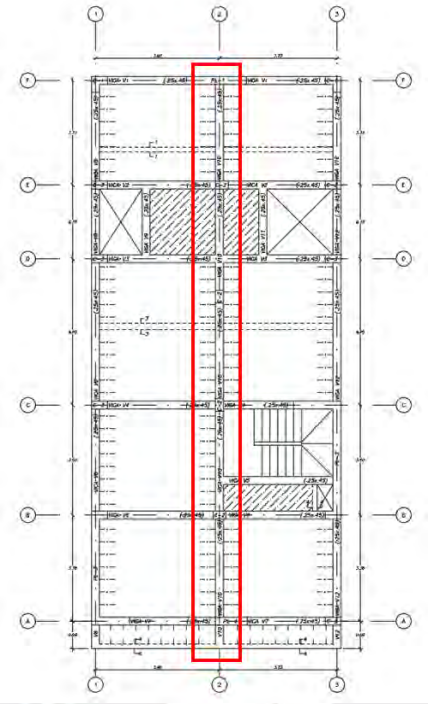


Figura 6.12: *Ubicación de la viga V-10*

En primer lugar, se muestran las cargas de gravedad actuantes sobre los tramos de la misma, los valores de las mismas fueron obtenidos directamente del modelo de análisis.

A continuación, se muestran los diagramas de fuerzas internas correspondientes a los efectos de cargas de gravedad y sísmica. Los diagramas de momentos flectores se muestran en las figuras 6.13, 6.14 y 6.15, mientras que los correspondientes a las fuerzas cortantes se presentan en las figuras 6.16, 6.17 y 6.18.

Figura 6.13: *Diagrama de momento flector para cargas muertas en la viga V-10*

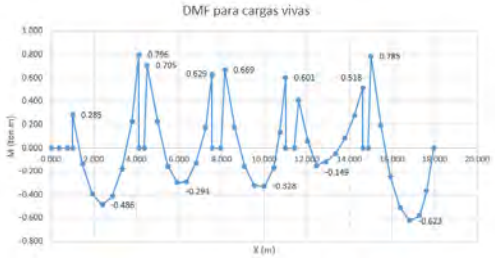


Figura 6.14: *Diagrama de momento flector para cargas vivas en la viga V-10*

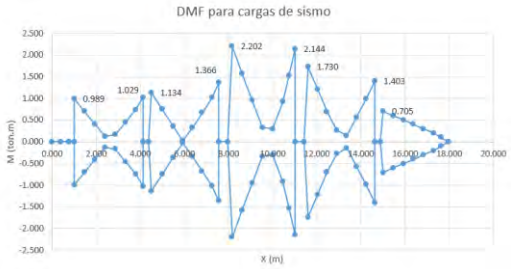


Figura 6.15: *Diagrama de momento flector para cargas sísmicas en la viga V-10*

Figura 6.16: *Diagrama de fuerzas cortantes para cargas muertas en la viga V-10*

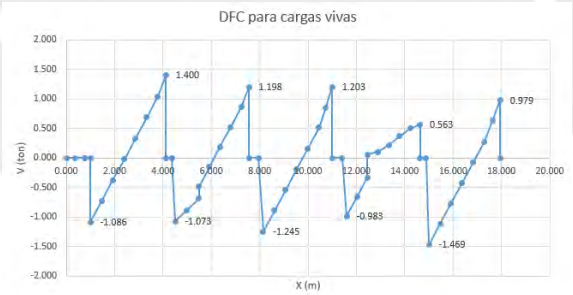


Figura 6.17: *Diagrama de fuerzas cortantes para cargas vivas en la viga V-10*

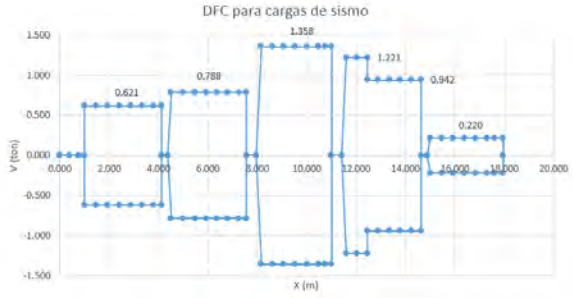


Figura 6.18: *Diagrama de fuerzas cortantes para cargas sísmicas en la viga V-10*

Posteriormente, se realizó la combinación de cargas del mismo modo que en el caso de la viga anterior, obteniendo las envolventes de diseño que se muestran en las figuras 6.19 y 6.20.

Figura 6.19: *Envolvente de fuerzas cortantes*

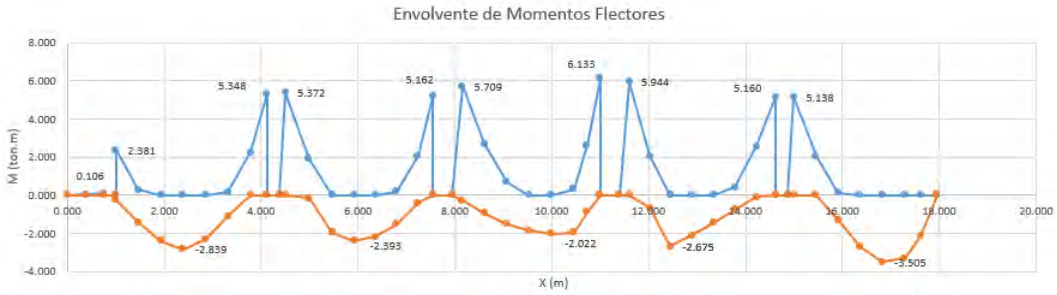


Figura 6.20: *Envolvente de momentos flectores*

Luego, se realizó el diseño por flexión de la viga V-10 en función de los valores presentados en la figura 6.17. En la tabla 6.6 se muestra el diseño por flexión del elemento.

Tabla 6.6: *Diseño por flexión de la viga V-10*

Sección	Momento (ton.m)	As (cm^2)	Acero Corrido	Bastones	Acero Instalado
Tramo 1 Izquierda	0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Tramo 1 Centro	0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Apoyo 1-2	0.244	0.1656		-	2.58cm^2
Tramo 2 Centro	2.311	1.5984		-	2.58cm^2
Apoyo 2-3	0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Tramo 3 Centro	2.393	1.6564		-	2.58cm^2
Apoyo 3-4	0.279	0.1895	2ϕ1/2”	-	2.58cm^2
Tramo 4 Centro	2.022	1.3949		-	2.58cm^2
Apoyo 4-5	0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Tramo 5 Centro	2.675	1.8563		-	2.58cm^2
Apoyo 5-6	0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Tramo 6 Centro	3.505	2.4502		-	2.58cm^2
Tramo 6 Derecha	0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Tramo 1 Izquierda	-0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Tramo 1 Centro	-0.027	0.0180		-	2.58cm^2
Apoyo 1-2	-2.381	1.6481		-	2.58cm^2
Tramo 2 Centro	0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Apoyo 2-3	-5.372	3.8202		1ϕ1/2”	3.87cm^2
Tramo 3 Centro	0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Apoyo 3-4	-5.709	4.0727	2ϕ1/2”	1ϕ5/8”	4.58cm^2
Tramo 4 Centro	-0.327	0.2227		-	2.58cm^2
Apoyo 4-5	-6.133	4.3928		1ϕ5/8”	4.58cm^2
Tramo 5 Centro	0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Apoyo 5-6	-5.160	3.6618		1ϕ1/2”	3.87cm^2
Tramo 6 Centro	0.000	0.0000		-	2.58cm^2
Tramo 6 Derecha	0.000	0.0000		-	2.58cm^2

Del mismo modo que en el caso anterior, se verificó que los momentos nominales de las secciones de la viga cumplan con lo descrito en el acápite 21.4.4.3. En este caso, en el apoyo ubicado entre los tramos 4 y 5, se tienen momentos nominales positivo y negativo de 4.09ton.m y 7.09ton.m, es decir, que el positivo tendrá una magnitud mayor a la tercera parte del negativo. Además, estos valores coinciden con los momentos nominales máximo y mínimo a lo largo de toda la viga, por lo que también se cumplirá que el menor momento nominal tendrá una magnitud mayor a la cuarta parte del mayor.

Por otro lado, en cuanto al corte de fierro, se muestra como ejemplo el procedimiento seguido para el quinto tramo de la viga. En el caso del acero negativo, se ubicaron los puntos de corte teóricos a 0.48m y 0.30m de las caras de los apoyos izquierdo y derecho, respectivamente,

obteniendo así los puntos de corte reales a 0.90m y 0.70m de los apoyos mencionados. En el caso del acero positivo, no fue posible determinar un punto de corte, dado que el refuerzo corrido colocado es suficiente para resistir los momentos actuantes sobre la sección, el bastón adicional fue colocado únicamente con el fin de garantizar un comportamiento adecuado ante el fenómeno de fisuración; por lo tanto, el corte de este bastón se realizará a una distancia igual a un séptimo de la luz del tramo desde la cara de ambos apoyos, es decir, a 0.45m.

En cuanto al refuerzo transversal, considerando las condiciones de confinamiento mencionadas en el ejemplo anterior, se determinó que, al tener barras longitudinales de ½" de diámetro, el espaciamiento de estribos dentro de la zona de confinamiento no podrá ser mayor a 12.7cm. Además, se realizó el diseño por capacidad considerando estribos de 8mm de diámetro, cuyos resultados se muestran en la tabla 6.7.

Tabla 6.7: *Diseño por capacidad de la viga V-10*

Tramo	Wu (ton/m)	Mn_i (ton.m)	Mn_d (ton.m)	V_u (ton)	S_{cap} (cm)
1	0.34	4.09	4.09	5.59	-
2	3.80	4.09	6.04	9.29	35.89
3	4.43	4.09	7.09	10.70	26.32
4	4.23	4.09	7.09	10.48	27.47
5	4.54	4.09	6.04	10.53	27.19
6	3.75	6.04	4.09	9.29	35.92

Considerando las condiciones de confinamiento establecidas en el diseño de la viga anterior, se optó por colocar los estribos con un espaciamiento de 10 cm dentro de las zonas de confinamiento y con un espaciamiento de 20 cm fuera de estas. Asimismo, al igual que en el caso anterior, se colocó el primer estribo a 5 cm de la cara del apoyo correspondiente en todos los tramos.

Para culminar con el diseño del elemento, se realizaron las verificaciones de deflexiones y fisuración para condiciones de servicio. En la tabla 6.8 se muestra la verificación de deflexiones en los tramos 5 y 6 de la viga, mientras que en la tabla 6.9 se muestra el análisis correspondiente a la fisuración para el tramo 5 de la misma.

Tabla 6.8: *Cálculo de deflexiones en la viga V-10*

Parámetro Calculado	Tramo 5	Tramo 6
M_a (ton.m)	1.59	2.37
M_{cr} (ton.m)	2.45	2.45
As (cm^2)	2.58	2.58
As' (cm^2)	2.58	2.58
n (cm)	9.200	9.200
d (cm)	39	39
b (cm)	25	25
I_g (cm^4)	189844	189844
I_{ef} (cm^4)	189844	189844
I_g/I_{ef}	1.000	1.000
ρ'	0.002	0.002
λ	1.786	1.786
δ_{mi} (ETABS) (cm)	0.030	0.034
δ_{vi} (ETABS) (cm)	0.001	0.013
δ_{mi} (cm)	0.030	0.034
δ_{vi} (cm)	0.001	0.013
δ_{md} (cm)	0.053	0.061
δ_{vd} (cm)	0.003	0.024
δ_T max (cm)	0.682	0.693
δ_T (cm)	0.0548	0.0812

Tabla 6.9: *Control de fisuración en el quinto tramo de la viga V-10*

Parámetro Calculado	M- Izquierda	M+ Centro	M- Derecha
M_s (kg.cm)	356110.00	158630.00	350150.00
As (cm^2)	4.58	2.58	3.87
f_s (kg/cm^2)	2215.19	1751.70	2577.72
d_c (cm)	6.00	6.00	6.00
Y_s (cm)	6.00	6.00	6.00
Act (cm^2)	300.00	300.00	300.00
Z (kg/cm)	26946.50	21308.33	31356.45
Z_{max} (kg/cm)	26500	26500	26500

Al momento de verificar la fisuración, se observa que los valores calculados superan el límite establecido por el reglamento; sin embargo, dado que la ocurrencia del fenómeno de fisuración depende principalmente de los procedimientos constructivos seguidos y de la calidad de ellos, así como un curado adecuado del concreto, se optó por no tomar en cuenta este valor y mantener las barras de refuerzo obtenidas a través del diseño por flexión. Por último, se

muestra la elevación de la viga en las figuras 6.21 y 6.22, además de la sección correspondiente en la figura 6.23.

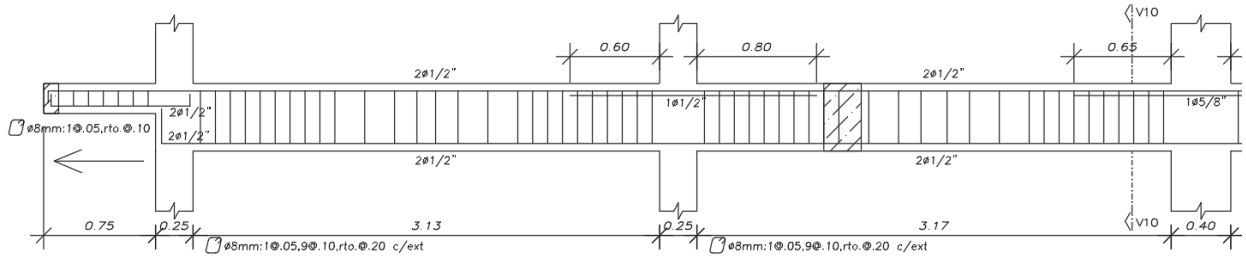


Figura 6.21: *Elevación de los tramos 1 a 3 de la viga V-10*

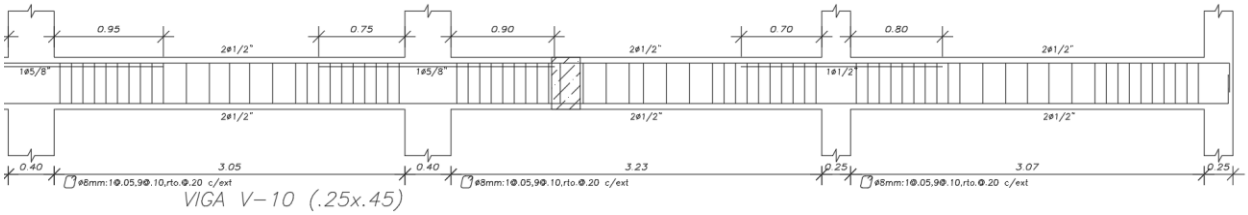


Figura 6.22: *Elevación de los tramos 4 a 6 de la viga V-10*

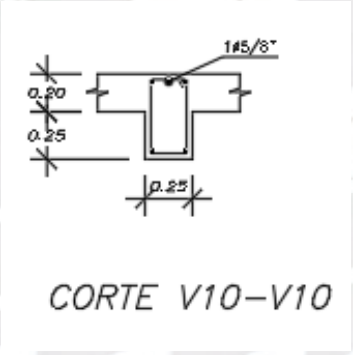


Figura 6.23: *Sección de la viga V-10*

7. DISEÑO DE COLUMNAS

En cuanto a las columnas, estas serán principalmente diseñadas en base a los requerimientos por flexocompresión, siguiendo el procedimiento detallado en la sección 4.3. A modo de ejemplo se presentará el diseño de cuatro columnas, en primer lugar, la columna ubicada en la intersección de los ejes “E” y “2” y, luego, el diseño de la columna ubicada en el cruce de los ejes “D” y “1”.

Inicialmente, se metraron las cargas de gravedad actuantes sobre la columna analizada. En la figura 7.1 se muestra la ubicación de la columna y en la tabla 7.1 se muestran los resultados obtenidos en el metrado manual.

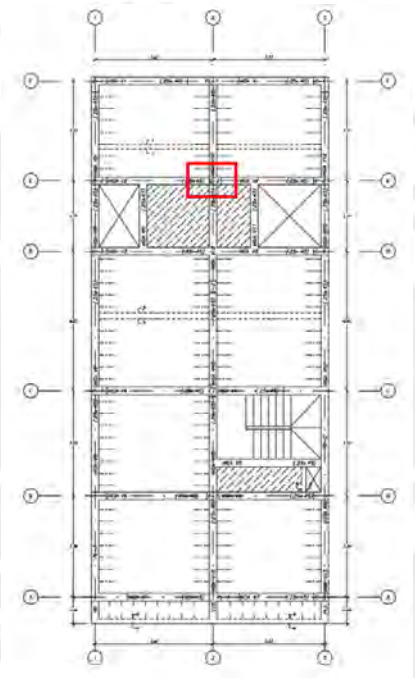


Figura 7.1: *Ubicación de la columna diseñada*

Tabla 7.1: *Metrado manual de cargas*

Tipo	Elemento	P (ton)
Muerta	Columna	3.40
Muerta	Vigas	11.05
Muerta	Aligerados	9.68
Muerta	Losas Macizas	9.18
Muerta	Tabiques	24.76
Muerta	Piso Terminado	6.21
Viva	Sobrecarga	11.18

A través del metrado manual, se obtuvieron cargas axiales muerta y viva de 64.28ton y 11.18ton, respectivamente. Empleando el modelo estructural de análisis, se obtuvieron las fuerzas internas correspondientes a cada uno de los casos de carga analizados tanto en la base como en el techo del primer nivel, los valores de estas se muestran en la tabla 7.2. Además, puede observarse que los valores obtenidos con el modelo son cercanos a los obtenidos mediante el metrado manual, por lo que se considera que estos son adecuados para el diseño de la columna.

Tabla 7.2: *Cargas actuantes en la columna*

Caso	Ubicación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	Base	-50.9104	0.0712	0.0084	-0.0011	0.0104
Muerta	Techo	-50.2624	0.0712	0.0084	-0.0011	-0.0123
Viva	Base	-9.1475	0.0152	-0.0545	-0.0002	-0.054
Viva	Techo	-9.1475	0.0152	-0.0545	-0.0002	0.093
Sis. X	Base	0.4533	1.849	0.1295	0.011	0.1937
Sis. X	Techo	0.4533	1.849	0.1295	0.011	0.156
Sis. Y	Base	2.5225	0.5029	0.2995	0.0208	0.4465
Sis. Y	Techo	2.5225	0.5029	0.2995	0.0208	0.3621

Posteriormente, se realizó la combinación de dichas cargas y se obtuvieron las cargas últimas a considerar para la verificación por flexocompresión de la columna. Las magnitudes de las cargas a considerar en el diseño se muestran en la tabla 7.3.

Tabla 7.3: *Cargas de diseño a considerar*

Zona	Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Base	1.4M+1.7V	86.825	0.104	0.126	-0.125	-0.077
	1.25G+S	77.595	0.378	1.957	2.790	0.392
	1.25G-S	72.550	-0.221	-1.741	-3.006	-0.501
	0.9M+S	48.342	0.307	1.913	2.833	0.456
	0.9M-S	43.297	-0.292	-1.785	-2.963	-0.437
Techo	1.4M+1.7V	85.918	0.104	0.126	0.214	0.141
	1.25G+S	76.785	0.378	1.957	2.278	0.463
	1.25G-S	71.740	-0.221	-1.741	-1.911	-0.261
	0.9M+S	47.759	0.307	1.913	2.202	0.351
	0.9M-S	42.714	-0.292	-1.785	-1.986	-0.373

Para realizar la selección del refuerzo longitudinal de la columna, es necesario empezar con la cuantía mínima de 1% permitida por el reglamento y, de ser necesario, aumentar el refuerzo para cumplir con las condiciones de flexocompresión. En este caso, al tratarse de una columna de 40cm x 25cm, tendrá un área de 1000cm^2, por ello será necesario colocar al menos 10cm^2 de acero longitudinal; en este caso, se optó por emplear 6 barras de 5/8" de diámetro, las cuales representan un área total de 12cm^2 de acero. Con el armado seleccionado, se utilizó el programa ETABS para dibujar la sección de la columna y obtener los diagramas de interacción de diseño correspondientes al refuerzo elegido.

A continuación, se ubicaron los puntos correspondientes a todas las combinaciones de carga obtenidas anteriormente junto con los diagramas de interacción obtenidos para los ejes "X" e "Y". La verificación por flexocompresión para ambos ejes se muestra en las figuras 7.2 y 7.3.

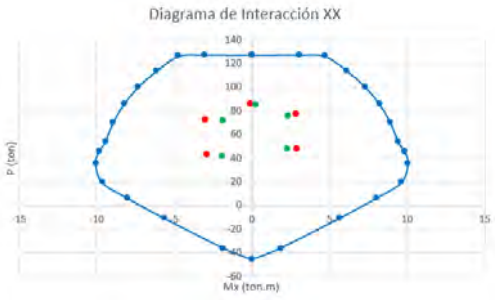


Figura 7.2: *Verificación para el eje X*

Figura 7.3: *Verificación para el eje Y*

Considerando que todos los puntos correspondientes a las combinaciones de cargas caen dentro de los respectivos diagramas de interacción, se puede decir que la columna tendrá un comportamiento satisfactorio bajo condiciones de flexocompresión para las cargas obtenidas. En los pisos superiores, dado que el reglamento no permite emplear una cuantía menor, se utilizará el mismo armado que en el primer nivel.

Por otro lado, para seleccionar el refuerzo transversal a emplear, se empleará el diseño por capacidad. Para poder realizar este procedimiento, es necesario obtener los momentos nominales asociados a las combinaciones de cargas calculadas. Se obtuvieron los diagramas de interacción nominales utilizando el programa ETABS y, a través de estos se determinaron los momentos nominales correspondientes a la base y techo de la columna en el primer nivel. El procedimiento de obtención de los momentos nominales se muestra en las figuras 7.4 y 7.5.

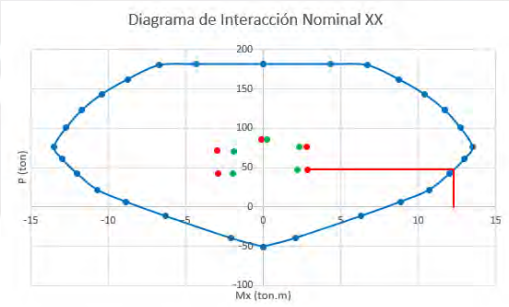


Figura 7.4: *Cálculo de Mn para el eje X*

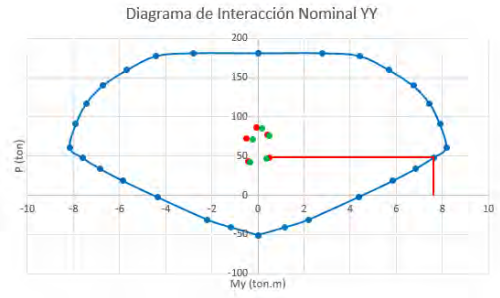


Figura 7.5: *Cálculo de Mn para el eje Y*

Para realizar el diseño por cortante, primero es necesario determinar la fuerza cortante máxima que podrá considerarse, esta se obtiene realizando las combinaciones anteriormente mencionadas, pero incrementando la carga de sismo en un 150%. En la tabla 7.4 se muestran todas las combinaciones realizadas.

Tabla 7.4: *Fuerza cortante máxima*

Zona	Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Base	1.25G+2.5S	81.379	0.827	4.731	0.054	7.137
	1.25G-2.5S	68.766	-0.670	-4.515	-0.050	-7.353
	0.9M+2.5S	52.126	0.756	4.687	0.053	7.180
	0.9M-2.5S	39.513	-0.741	-4.558	-0.051	-7.310
Techo	1.25G+2.5S	80.569	0.827	4.731	0.054	5.420
	1.25G-2.5S	67.956	-0.670	-4.515	-0.050	-5.052
	0.9M+2.5S	51.542	0.756	4.687	0.053	5.344
	0.9M-2.5S	38.930	-0.741	-4.558	-0.051	-5.128

En la tabla 7.5 se muestra el cálculo de la distribución de refuerzo transversal en función de la cortante por capacidad calculada para cada dirección de análisis.

Tabla 7.5: *Diseño por capacidad*

Parámetro Calculado	Eje X	Eje Y
Mn techo (ton.m)	12.5	7.50
Mn base (ton.m)	12.5	7.50
V capacidad (ton)	9.26	5.56
Vmax (ton)	0.83	4.73
ϕVc (ton)	13.41	14.75

Como se puede observar, en ambos casos la resistencia a cortante del concreto es suficiente para soportar la fuerza cortante correspondiente al diseño por capacidad; por ello, el espaciamiento de estribos será calculado considerando para estos un diámetro de 8mm y siguiendo lo establecido en los acápites 21.4.5.3 y 21.4.5.4. de la norma E.030. De este modo, se obtiene una longitud de confinamiento igual a 50cm, dentro de la cual se colocará un primer estribo a 5cm de la cara del nudo y 5 estribos cada 10cm después de este, el resto de estribos serán colocados cada 25cm; esta distribución se repetirá en todos los niveles del elemento. Además, se colocará un gancho en la zona central de la sección para garantizar el correcto confinamiento de las barras longitudinales ubicadas en dicho lugar.

Tras finalizar con el diseño, en la figura 7.6 se muestra la sección de la columna con el armado elegido.

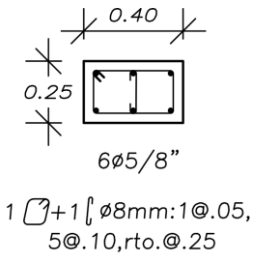


Figura 7.6: *Sección de la columna diseñada*

Por otra parte, para la columna ubicada en los ejes “D” y “1”, indicada en la figura 7.7, se realizó el mismo procedimiento que en el caso anterior. En primer lugar, los valores de las cargas axiales obtenidas a través de un metrado manual y las fuerzas internas correspondientes a cada caso de cargas obtenidas utilizando el modelo estructural para la base y techo del primer nivel de la columna se muestran en las tablas 7.6 y 7.7. Del mismo modo que en el caso anterior, se combinaron dichas cargas y se obtuvieron las cargas últimas para el diseño que se muestran en la tabla 7.8.

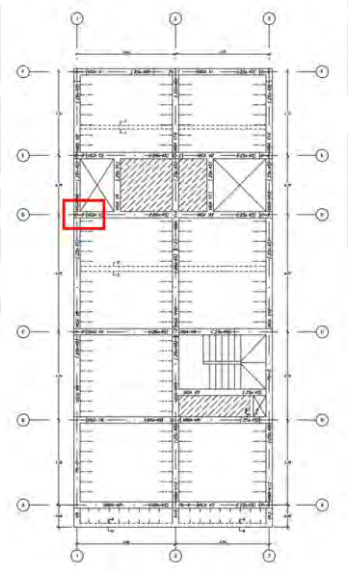


Figura 7.7: *Ubicación de la columna*

Tabla 7.6: *Metrado manual de cargas*

Tipo	Elemento	P (ton)
Muerta	Columna	4.25
Muerta	Vigas	7.95
Muerta	Aligerados	6.14
Muerta	Losas Macizas	0.48
Muerta	Tabiques	15.93
Muerta	Piso Terminado	2.94
Viva	Sobrecarga	5.30

Tabla 7.7: *Cargas actuantes en la columna*

Caso	Ubicación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	Base	-42.0616	-0.6211	0.3484	-0.0016	0.3558
Muerta	Techo	-41.2516	-0.6211	0.3484	-0.0016	-0.5848
Viva	Base	-5.6995	-0.0665	0.0845	-0.0003	0.0864
Viva	Techo	-5.6995	-0.0665	0.0845	-0.0003	-0.1417
Sis. X	Base	7.2329	0.9731	0.2242	0.0155	0.33
Sis. X	Techo	7.2329	0.9731	0.2242	0.0155	0.2754
Sis. Y	Base	3.4196	0.2588	0.3736	0.0292	0.5645
Sis. Y	Techo	3.4196	0.2588	0.3736	0.0292	0.4441

Tabla 7.8: *Cargas de diseño a considerar*

Zona	Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Base	1.4M+1.7V	68.575	0.631	0.983	-0.976	0.645
	1.25G+S	66.934	0.915	1.833	2.103	1.117
	1.25G-S	52.468	0.168	-0.114	-3.810	-0.012
	0.9M+S	45.088	0.687	1.532	2.404	0.885
	0.9M-S	30.623	-0.060	-0.414	-3.509	-0.244
Techo	1.4M+1.7V	67.441	0.631	0.983	1.677	-1.060
	1.25G+S	65.922	0.915	1.833	1.831	-0.464
	1.25G-S	51.456	0.168	-0.114	1.104	-1.352
	0.9M+S	44.359	0.687	1.532	1.320	-0.082
	0.9M-S	29.894	-0.060	-0.414	0.593	-0.970

Al igual que en el caso anterior, se inició el diseño por flexocompresión considerando una cuantía del 1% como iteración inicial. En este caso, la columna a diseñar cuenta con una sección de 50cm x 25cm, tendrá un área de 1250cm^2, es decir, que será necesario colocar al menos 12.5cm^2 de acero longitudinal; por ello, y con la finalidad de mantener una distribución uniforme y simétrica de acero en la sección de la columna, se optó por emplear 8 barras de

5/8” de diámetro, es decir, 16cm^2 de acero. Se dibujó la sección correspondiente en el programa ETABS y se obtuvieron los diagramas de interacción de diseño para cada eje de análisis.

Tras graficar los diagramas de interacción y ubicar las combinaciones de cargas dentro de los mismos, se comprobó que la columna tendrá un comportamiento adecuado para solicitaciones de flexocompresión. Los gráficos elaborados se muestran en las figuras 7.8 y 7.9. Además, de forma similar al caso anterior, se utilizará la misma cuantía en todos los niveles del elemento.

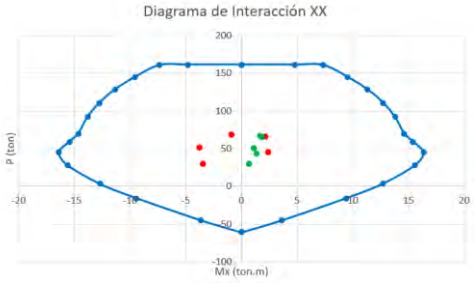


Figura 7.8: *Verificación para el eje X*

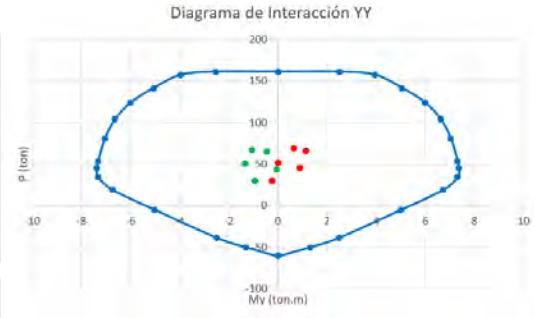


Figura 7.9: *Verificación para el eje Y*

En cuanto al diseño del refuerzo transversal, se obtuvieron los momentos nominales siguiendo el proceso descrito para la columna anterior. Los resultados obtenidos se muestran en las figuras 7.10 y 7.11.

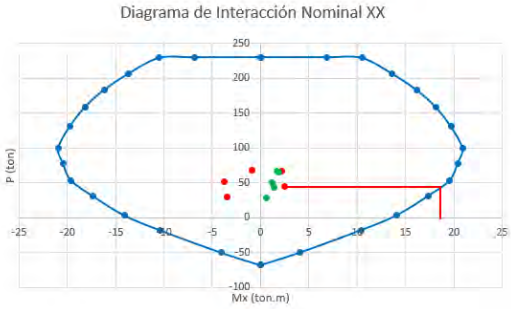


Figura 7.10: *Cálculo de Mn para el eje X*

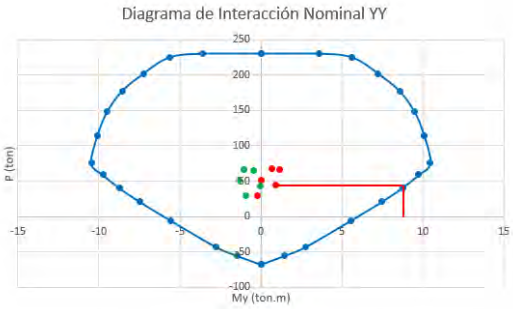


Figura 7.11: *Cálculo de Mn para el eje Y*

Al igual que en el caso anterior, es necesario determinar la fuerza cortante máxima que podrá considerarse. En la tabla 7.9 se muestran todas las combinaciones realizadas.

Tabla 7.9: *Fuerza cortante máxima*

Zona	Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Base	1.25G+2.5S	77.784	1.475	3.292	0.075	6.539
	1.25G-2.5S	41.619	-0.393	-1.573	-0.071	-8.245
	0.9M+2.5S	55.938	1.248	2.992	0.074	6.839
	0.9M-2.5S	19.773	-0.620	-1.874	-0.072	-7.945
Techo	1.25G+2.5S	76.771	1.475	3.292	0.075	2.377
	1.25G-2.5S	40.607	-0.393	-1.573	-0.071	0.558
	0.9M+2.5S	55.209	1.248	2.992	0.074	1.866
	0.9M-2.5S	19.044	-0.620	-1.874	-0.072	0.047

En la tabla 7.10 se muestra el cálculo del refuerzo transversal en base a la cortante por capacidad calculada para cada dirección de análisis.

Tabla 7.10: *Diseño por capacidad*

Parámetro Calculado	Eje X	Eje Y
Mn techo (ton.m)	18.5	8.5
Mn base (ton.m)	18.5	5.5
V capacidad (ton)	13.70	6.30
Vmax (ton)	1.48	3.29
ϕVc (ton)	14.81	16.30

Al igual que en el caso de la columna anterior, la resistencia del concreto será suficiente para cumplir con las solicitaciones por fuerzas cortantes; por ello, considerando estribos de 8mm de diámetro, se emplearon las condiciones de confinamiento del capítulo 21 de la norma mencionadas anteriormente para seleccionar el espaciamiento de estribos a considerar. Para

este elemento, se obtuvo una longitud de confinamiento igual a 50cm, donde se colocó un estribo a 5cm de la cara, 5 estribos cada 10cm después de este y, en la zona central de la columna, se colocaron el resto de estribos cada 25cm.

Tras finalizar con el diseño, en la figura 7.12 se presenta la sección final de la columna con el armado correspondiente.

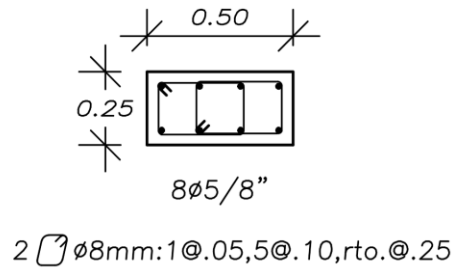


Figura 7.12: *Sección de la columna diseñada*

8. DISEÑO DE PLACAS

El diseño de placas sigue un procedimiento similar al descrito en el capítulo anterior para el diseño de las columnas. En función de las solicitaciones de flexocompresión se seleccionará el refuerzo vertical, el cual estará separado en núcleos confinados en los extremos de la sección del muro estructural donde se colocarán aceros de mayores diámetros para soportar adecuadamente las solicitaciones de flexión y en aceros de menor diámetro repartidos en el alma del elemento de forma uniforme. Posteriormente se selecciona el refuerzo horizontal siguiendo el diseño por capacidad para efectos de fuerza cortante, teniendo en cuenta que este debe cumplir con la cuantía mínima exigida por el reglamento.

Para culminar con el diseño de los muros estructurales, es necesario determinar la longitud de confinamiento requerida para el refuerzo dentro de los núcleos de confinamiento; además, se tendrá que verificar que los estribos colocados en dichos núcleos de confinamiento cumplan con la longitud de confinamiento mínima correspondiente.

A modo de ejemplo, se presentará el diseño de las placas “PL-2” y “PL-3”, ubicadas en los ejes “3” y “1”, respectivamente. En primer lugar, se describirá el procedimiento seguido para el primero de estos muros estructurales, la ubicación de esta placa se muestra en la figura 8.1.

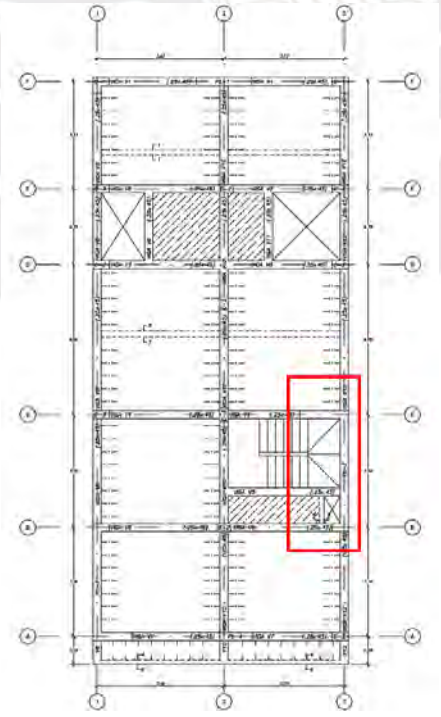


Figura 8.1: *Ubicación de PL-2*

Para empezar con el diseño de la placa "PL-2", se extrajeron las cargas muertas, viva y de sismo actuantes en la base y techo de la misma, las cuales serán empleadas para el diseño por flexocompresión de la misma y el diseño por capacidad. Para obtener dichas cargas, se utilizó el modelo estructural considerando las combinaciones de cargas de sismo de diseño para ambos ejes de análisis y las cargas de gravedad. Las cargas de diseño a considerar se muestran en la tabla 8.1.

Tabla 8.1: *Cargas actuantes en la placa*

Caso	Ubicación	P (ton)	Vy (ton)	Vx (ton)	My (ton.m)	Mx (ton.m)
CM	Techo	-126.667	-0.063	-1.171	3.127	-0.457
CM	Base	-136.590	-0.063	-1.171	-0.563	-0.657
CV	Techo	-22.460	-0.045	-0.154	0.819	1.427
CV	Base	-22.460	-0.045	-0.154	0.334	1.285
Sis. X	Techo	46.732	19.337	32.914	35.163	81.148
Sis. X	Base	46.732	19.337	32.914	137.223	140.779
Sis. Y	Techo	10.871	70.940	10.178	51.907	343.322
Sis. Y	Base	10.871	70.940	10.178	80.028	562.007

Para obtener las cargas de diseño se combinaron las cargas actuantes según lo descrito por la norma, de modo que se obtuvieron las cargas últimas correspondientes a cada posible combinación para cada una de las solicitaciones a tener en cuenta. Es importante tener en cuenta, para la amplificación de dichas cargas, que los valores correspondientes al sismo de análisis para el eje "Y" serán incrementados en un 25% debido a lo explicado en la sección 3.10 en relación a la redundancia estructural. Las cargas de diseño finales a considerar se muestran en la tabla 8.2.

Tabla 8.2: *Cargas de diseño a considerar*

Zona	Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Techo	1.4M+1.7V	215.515	1.901	0.165	1.786	5.769
	1.25(M+V)+S	233.140	34.570	88.811	430.366	69.816
	1.25(M+V)-S	139.676	-31.257	-88.540	-427.940	-59.953
	0.9M+S	160.732	33.968	88.732	428.742	67.698
	0.9M-S	67.269	-31.859	-88.618	-429.564	-62.070
Base	1.4M+1.7V	229.407	1.901	0.165	1.266	-0.221
	1.25(M+V)+S	245.543	34.570	88.811	703.294	136.936
	1.25(M+V)-S	152.080	-31.257	-88.540	-701.722	-137.509
	0.9M+S	169.663	33.968	88.732	701.917	136.716
	0.9M-S	76.199	-31.859	-88.618	-703.099	-137.729

Para realizar el diseño por flexocompresión se seleccionó una distribución inicial de acero, considerando barras de 5/8” de diámetro en los núcleos y un refuerzo compuesto por parejas de barras de 3/8” de diámetro cada 20cm en el alma del elemento. Utilizando el programa ETABS, del mismo modo que para el caso de las columnas, se obtuvo el diagrama de interacción de diseño asociado a dicha configuración de acero.

Posteriormente, se graficaron el diagrama de interacción de diseño y los puntos asociados a las cargas de compresión y flexión obtenidas en la tabla 8.2. En este caso, el refuerzo seleccionado resultó insuficiente para resistir los efectos de flexocompresión actuantes, por lo tanto, se incrementó la cuantía de acero en los núcleos confinados hasta obtener una sección que resista adecuadamente los efectos de flexocompresión. El armado final seleccionado por flexocompresión se muestra en la figura 8.2.

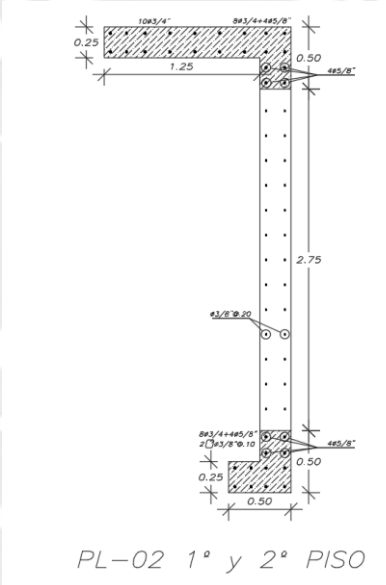


Figura 8.2: *Refuerzo por flexocompresión elegido*

En las figuras 8.3 y 8.4 se muestran los diagramas de interacción correspondientes a los ejes de análisis “X” e “Y” y los puntos correspondientes a cada una de las combinaciones de cargas consideradas en cada uno de los casos, en estos diagramas se observa que todos los puntos asociados a las cargas caen dentro de los mismos, por lo que la sección soportará adecuadamente las solicitaciones por flexocompresión.

Figura 8.3: *Diagrama de Interacción de diseño para el eje X*

Figura 8.4: *Diagrama de Interacción de diseño para el eje Y*

Para realizar el diseño por capacidad, primero es necesario obtener los momentos nominales en la base y el techo del primer nivel de la placa. Utilizando el programa ETABS se obtuvieron los diagramas de momento nominales correspondientes a cada eje y, ubicando los puntos asociados a cada combinación dentro de los mismos, se pudieron determinar los momentos nominales a considerar en el análisis. El procedimiento seguido para la obtención de dichos momentos nominales se muestra en las figuras 8.5 y 8.6.

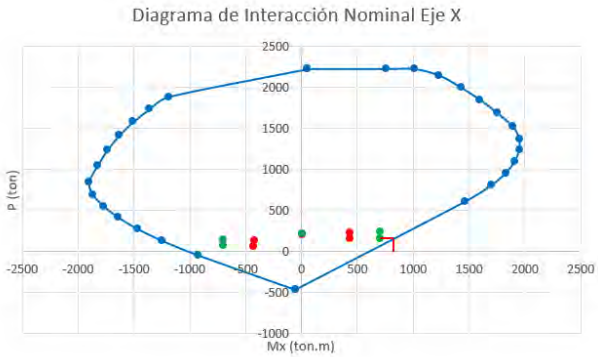


Figura 8.5: *Cálculo de Mn para el eje X*

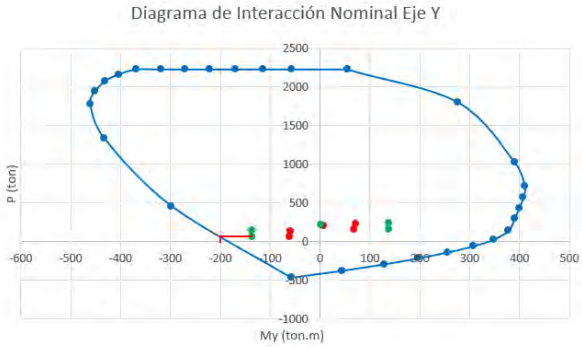


Figura 8.6: *Cálculo de Mn para el eje Y*

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, se muestra en la tabla 8.3 el cálculo del refuerzo por cortante requerido en función del diseño por capacidad, de este modo se determinó que será necesario colocar el refuerzo horizontal considerando un espaciamiento de 15cm para barras de 3/8" de diámetro para el eje "Y" y cada 10cm para el eje "X".

Tabla 8.3: *Diseño por capacidad*

Parámetro Calculado	Eje X	Eje Y
Vua (ton)	34.57	88.81
Mn (ton.m)	200	850
Mua (ton.m)	136.94	703.3
V capacidad (ton)	50.49	107.34
ϕVc (ton)	23.25	58.12
Vs (ton)	32.05	57.90
Av (cm^2)	1.42	1.42
S (cm)	31.64	30.90

Antes de verificar el confinamiento, es necesario comprobar que se cumplan las cuantías mínimas tanto para el refuerzo vertical como para el horizontal. En la tabla 8.4 se muestra el cálculo de las cuantías mínimas permitidas, determinadas en base a la comparación de la fuerza cortante última con la resistencia del concreto en la sección, en este caso, tanto para el refuerzo horizontal como vertical, se requiere una cuantía de 0.0025 como mínimo.

Tabla 8.4: *Verificación de cuantías mínimas*

Parámetro Calculado	Eje X	Eje Y
Vu (ton)	34.57	88.81
ϕVc (ton)	23.25	58.12
ρmin h	0.0025	0.0025
ρmin v	0.0025	0.0025
ρh	0.0028	0.0028
ρv	0.0080	0.0080

Luego de verificar las cuantías, se determinó el valor del parámetro "c" siguiendo lo descrito en el acápite 21.9.7.4 de la norma E.060, luego se comparó con el valor límite que se calculó de acuerdo al mismo acápite. Para realizar este cálculo, se dibujó la sección en el programa SAP2000, esta se muestra en la figura 8.7.

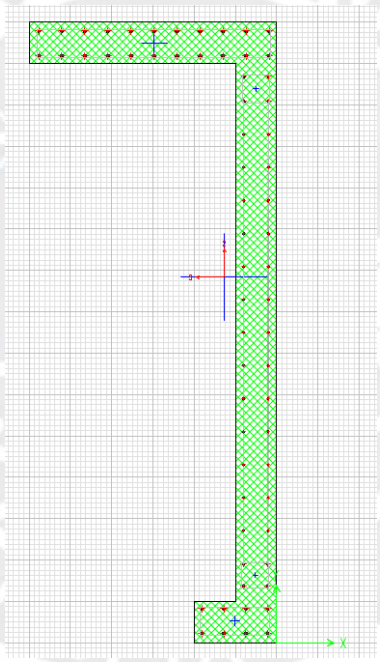


Figura 8.7: *Sección de PL-2 en SAP2000*

Luego, se determina el valor de "c" en base a la deformación máxima del acero cuando el concreto alcanza una deformación de 0.003, dicho procedimiento se muestra en la figura 8.8.

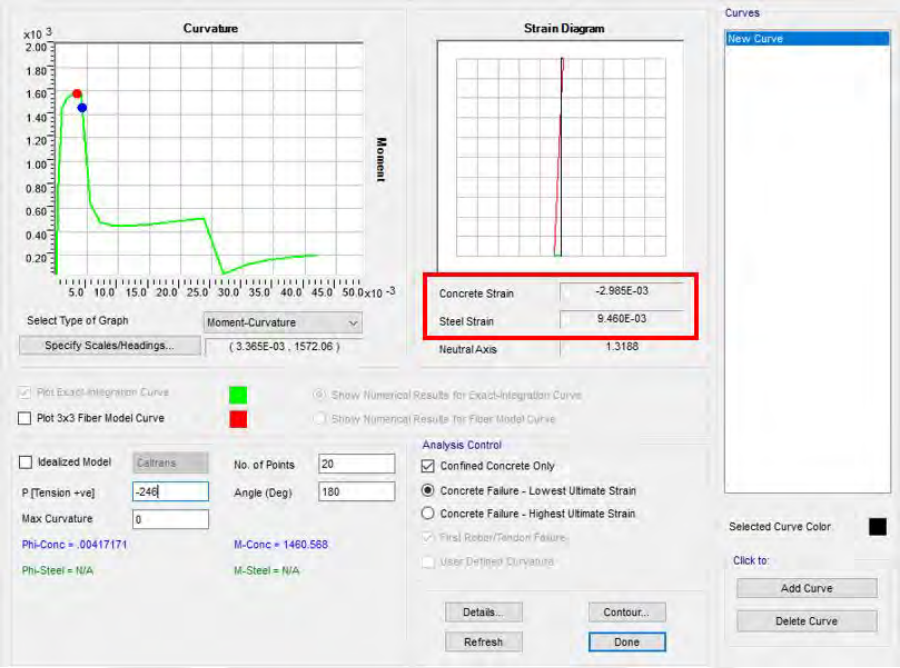


Figura 8.8: *Deformaciones unitarias de concreto y acero*

En la tabla 8.5 se muestra el cálculo del valor obtenido para "c" y su valor límite para el eje vertical, donde será necesario verificar el confinamiento colocado; además, se muestran los cálculos de la longitud y altura de confinamiento correspondientes.

Tabla 8.5: *Cálculo del confinamiento*

Parámetro Calculado	Eje Y
c (cm)	84.27
δu (cm)	5.57
δu/h	0.004
clim (cm)	125.0
Lc (cm)	46.77
Hc (cm)	600.0

Para el eje "Y", dado que el valor de "c" no supera el límite establecido por la norma, no será necesario considerar un confinamiento especial para las secciones extremas del elemento. De este modo se finalizó con el diseño de la placa "PL-2", la sección final obtenida se muestra en la figura 8.9.

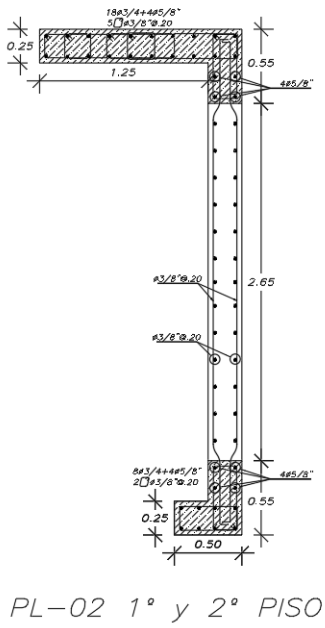


Figura 8.9: *Sección de la base de PL-2*

Por otra parte, se realizó el mismo procedimiento para la placa “PL-3”, la cual se ubica según lo indicado en la figura 8.10.

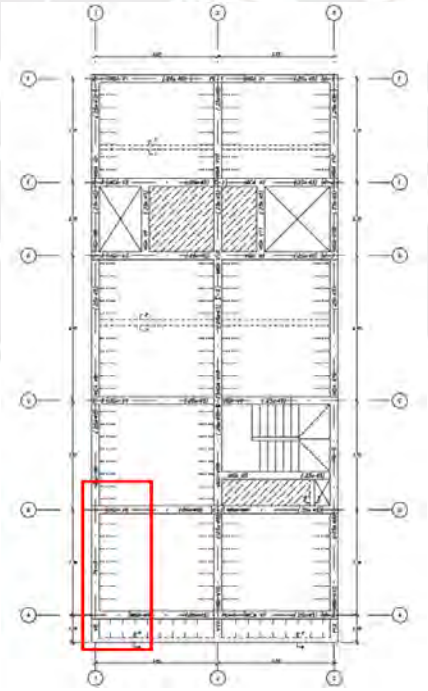


Figura 8.10: *Ubicación de PL-3*

En las tablas 8.6 y 8.7 se muestran las cargas obtenidas en la base de la misma y las combinaciones realizadas para estas cargas teniendo en cuenta el fenómeno de redundancia estructural para el eje “Y”.

Tabla 8.6: *Cargas actuantes en la placa*

Caso	Ubicación	P (ton)	Vy (ton)	Vx (ton)	My (ton.m)	Mx (ton.m)
CM	Techo	-77.795	-0.586	0.918	3.127	-0.457
CM	Base	-86.914	-0.586	0.918	-0.563	-0.657
CV	Techo	-12.862	-0.112	0.191	0.819	1.427
CV	Base	-12.862	-0.112	0.191	0.334	1.285
Sis. X	Techo	55.673	23.186	25.875	35.163	81.148
Sis. X	Base	55.673	23.186	25.875	137.223	140.779
Sis. Y	Techo	16.859	57.301	8.717	51.907	343.322
Sis. Y	Base	16.859	57.301	8.717	80.028	562.007

Tabla 8.7: *Cargas de diseño a considerar*

Zona	Combinación	P (ton)	Vy (ton)	Vx (ton)	My (ton.m)	Mx (ton.m)
Techo	1.4M+1.7V	130.779	1.011	1.609	3.029	38.441
	1.25(M+V)+S	168.995	72.499	27.261	38.419	368.589
	1.25(M+V)-S	57.649	-70.754	-24.490	-33.270	-302.779
	0.9M+S	125.689	72.154	26.702	37.262	354.613
	0.9M-S	14.343	-71.099	-25.049	-34.427	-316.756
Base	1.4M+1.7V	143.546	1.011	1.609	8.098	35.257
	1.25(M+V)+S	180.394	72.499	27.261	98.193	584.806
	1.25(M+V)-S	69.048	-70.754	-24.490	-84.314	-524.493
	0.9M+S	133.896	72.154	26.702	95.273	571.917
	0.9M-S	22.550	-71.099	-25.049	-87.234	-537.383

Se siguió el mismo procedimiento para seleccionar el refuerzo de la sección, aumentando la cuantía de acero en los extremos hasta lograr un comportamiento adecuado por flexocompresión, dicha distribución de aceros se muestra en la figura 8.11.

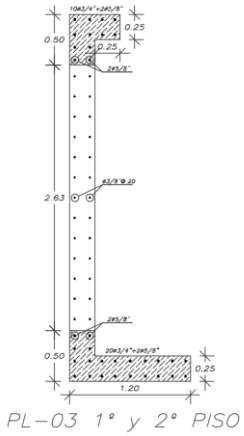


Figura 8.11: *Refuerzo por flexocompresión elegido*

En las figuras 8.12 y 8.13 se muestran los diagramas de interacción de diseño para cada eje con las combinaciones de cargas correspondientes.

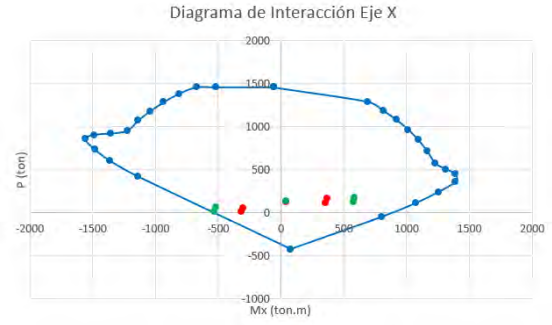


Figura 8.12: *Diagrama de Interacción de diseño para el eje X*

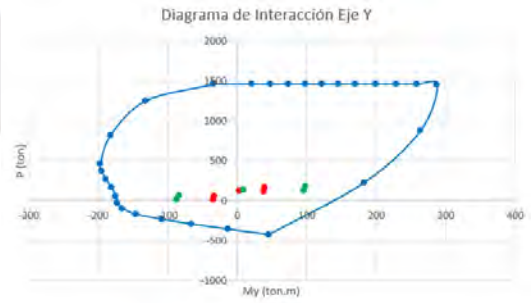


Figura 8.13: *Diagrama de Interacción de diseño para el eje Y*

A continuación, se siguió el procedimiento descrito anteriormente para calcular los momentos nominales a considerar en el diseño por capacidad, el procedimiento para cada eje se muestra en las figuras 8.14 y 8.15.

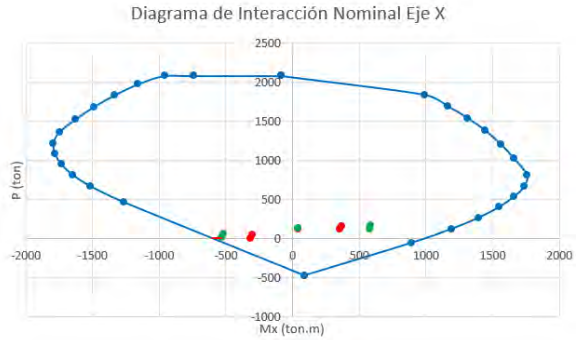


Figura 8.14: *Cálculo de Mn para el eje X*

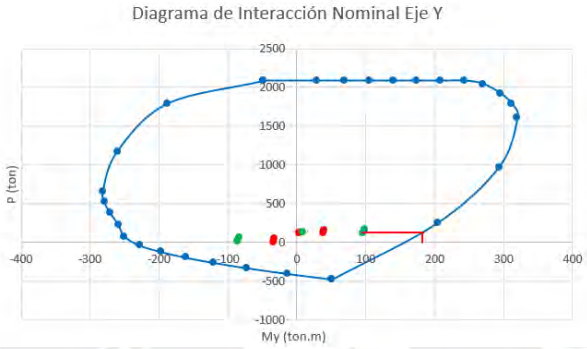


Figura 8.15: *Cálculo de Mn para el eje Y*

A continuación, se diseñó por capacidad del elemento, tal como se muestra en la tabla 8.8. En esta se observa que el refuerzo de 3/8" de diámetro tendrá que ser colocado cada 15cm en el eje "Y", mientras que para el eje "X" solo será necesario colocarlo cada 30cm para cumplir con el acero mínimo.

Tabla 8.8: *Diseño por capacidad*

Parámetro Calculado	Eje X	Eje Y
Vua (ton)	27.3	72.5
Mn (ton.m)	180	650
Mua (ton.m)	98.2	584.8
V capacidad (ton)	49.97	80.58
ϕVc (ton)	22.37	54.06
Vs (ton)	32.47	31.20
Av (cm^2)	2.84	1.42
S (cm)	26.81	55.43

Luego, se realizó la verificación de cuantías mínimas, los cálculos realizados y los resultados se muestran en la tabla 8.9, donde queda evidenciado que el armado considerado cumple tanto

con la cuantía mínima para refuerzo horizontal como para la correspondiente al refuerzo vertical.

Tabla 8.9: *Verificación de cuantías mínimas*

Parámetro Calculado	Eje X	Eje Y
Vu (ton)	27.3	72.5
ϕVc (ton)	22.37	54.06
ρmin h	0.0025	0.0025
ρmin v	0.0025	0.0025
ρh	0.0028	0.0028
ρv	0.0093	0.0093

Del mismo modo que se describió anteriormente, se calcularon el parámetro "c", su valor límite, la longitud y altura de confinamiento necesarios para esta placa. Las figuras 8.16 y 8.17 muestran la sección graficada y el cálculo de las deformaciones del concreto y acero.

Figura 8.16: *Sección de PL-2 en SAP2000*

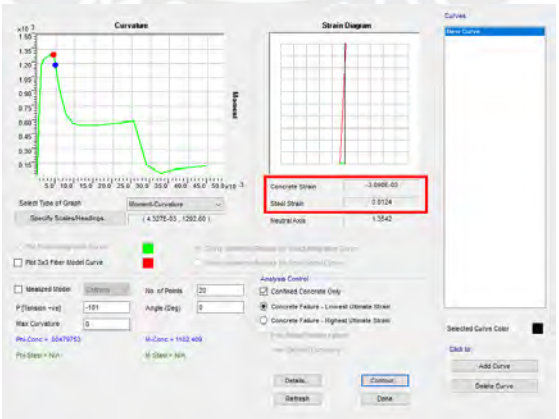


Figura 8.17: *Deformaciones unitarias de concreto y acero*

En la tabla 8.10 se muestran el valor de “c” y la comparación con el valor límite, además de la longitud y altura de confinamiento a considerar en caso sea requerido confinar.

Tabla 8.10: *Cálculo del confinamiento*

Parámetro Calculado	Eje Y
c (cm)	71.50
δu (cm)	5.90
δu/h	0.0042
clim (cm)	120.83
Lc (cm)	35.75
Hc (cm)	600.0

Dado que no se supera el valor límite para el parámetro “c”, del mismo modo que en el caso anterior, no es necesario ningún refuerzo especial de confinamiento. La sección final considerada para la placa “PL-3” se muestra en la figura 8.18.

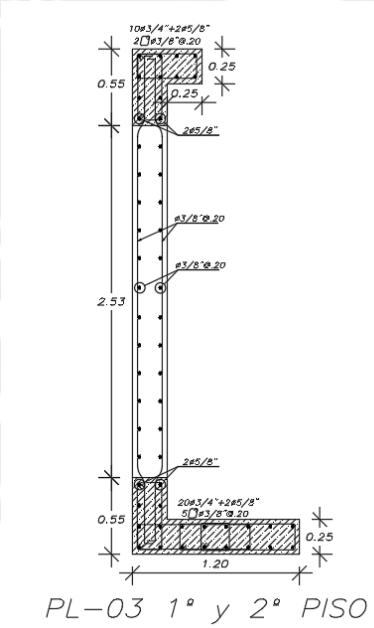


Figura 8.18: *Sección de la base de PL-3*

9. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

9.1. Diseño de zapatas aisladas

Se considera una zapata aislada a la que únicamente soporta un elemento vertical y las cargas provenientes del mismo. Para un diseño adecuado, es necesario dimensionar la zapata en base a las cargas de flexocompresión actuantes en condiciones de servicio, luego se determinará el peralte de la cimentación para garantizar una resistencia a efectos de corte adecuada. Para determinar el refuerzo a colocar, se realiza el diseño por metro de ancho empleando las mismas expresiones que ya fueron presentadas para este tipo de diseño en capítulos anteriores.

A modo de ejemplo, se presenta el procedimiento seguido para la zapata aislada correspondiente a la columna ubicada en el eje “2”, un poco por debajo del eje “D”, la cual se muestra en la figura 9.1.

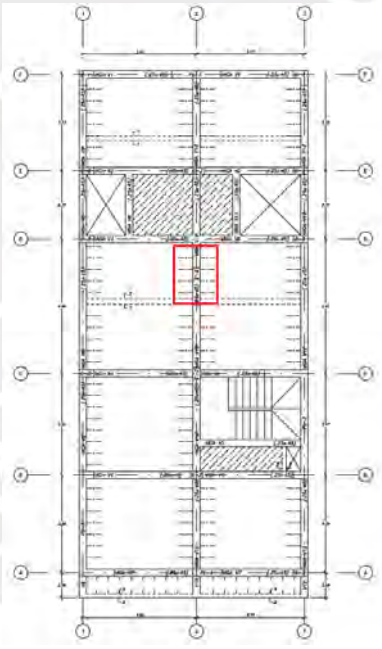


Figura 9.1: *Ubicación de la zapata a diseñar*

Como se mencionó, en primer lugar, es necesario determinar las cargas en la base de la columna, estas serán extraídas directamente del modelo en ETABS. En la tabla 9.1 se presentan las cargas actuantes por efectos de gravedad y los sismos de diseño en ambas direcciones de análisis.

Tabla 9.1: *Cargas actuantes sobre la zapata*

Tipo de Carga	Carga Axial (ton)	Momento X (ton.m)	Momento Y (ton.m)
Carga Muerta	53.260	0.064	0.002
Carga Viva	10.046	-0.061	0.001
Sismo eje X	1.561	0.299	0.377
Sismo eje Y	0.786	0.788	0.084

Teniendo en cuenta estas cargas, se determinó que la zapata tendrá 1.5m de largo y 1.7m de ancho, con el fin de que la presión en el suelo no supere el valor admisible de 30ton/m^2 para cargas de gravedad y 39ton/m^2 al considerar efectos de sismo. En la tabla 9.2 se muestran los tres casos considerados y los esfuerzos máximos obtenidos en cada uno de ellos.

Tabla 9.2: *Esfuerzos en las esquinas de la zapata*

Tipo de Carga	Sin Sismo	Sismo X	Sismo Y
σ1 (ton/m2)	26.034	27.636	27.696
σ2 (ton/m2)	26.027	26.586	27.455
σ3 (ton/m2)	26.024	26.689	25.214
σ4 (ton/m2)	26.017	25.639	24.973

En la figura 9.2 se muestra un esquema en planta del dimensionamiento de la zapata aislada.

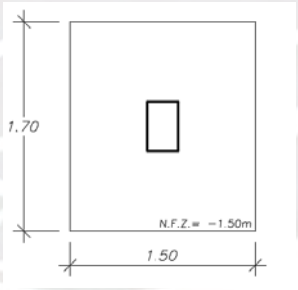


Figura 9.2: *Dimensionamiento de la zapata*

De este modo, queda verificado que las dimensiones en planta de la zapata son adecuadas, por lo que el siguiente paso es determinar el peralte necesario para que esta pueda soportar adecuadamente los efectos de corte. Es importante notar que para realizar los diseño por corte y flexión será necesario considerar una presión última, la cual será el mayor valor obtenido de incrementar la presión obtenida sin sismo por un factor de 1.6 y las presiones obtenidas considerando efectos de sismo por un factor de 1.25. Teniendo en cuenta lo mencionado, se realizó el análisis por corte del mismo modo que

en otros elementos y el análisis por punzonamiento según el acápite 11.12.2.1 de la norma de concreto armado, los resultados obtenidos para una zapata de 50cm de peralte se muestran en las tablas 9.3 y 9.4.

Tabla 9.3: *Diseño por cortante en dos direcciones*

Parámetro Calculado	Valor
σu (ton/m2)	41.655
Vu (ton)	10.414
ϕVc (ton)	26.113

Tabla 9.4: *Diseño por punzonamiento*

Parámetro Calculado	Valor
σu (ton/m2)	41.655
Ao (m2)	0.520
bo (m)	2.900
Vu (ton)	84.560
ϕVc (ton)	151.458

Tras determinar que la zapata tendrá un peralte de 50cm, lo cual también será suficiente para permitir el anclaje de las barras de 5/8" de diámetro provenientes de la columna, se continúa con el diseño por flexión. En la tabla 9.5 se muestra el diseño para el acero longitudinal en ambas direcciones de la zapata, teniendo en cuenta la cuantía mínima de 0.0018bh.

Tabla 9.5: *Diseño por flexión*

Parámetro Calculado	Eje X	Eje Y
Momento (ton.m)	8.14	8.80
a (cm)	1.29	1.39
As (cm2)	5.47	5.92
As min (cm2)	9.00	9.00
Refuerzo Colocado	ϕ5/8"@20cm	ϕ5/8"@20cm

Se optó por colocar un refuerzo de 5/8" de diámetro con 20cm de espaciamiento para cumplir con la cuantía mínima de $9cm^2$ por cada metro de ancho. Finalmente, se muestra un esquema en planta de la zapata con las dimensiones y refuerzo seleccionados en la figura 9.3.

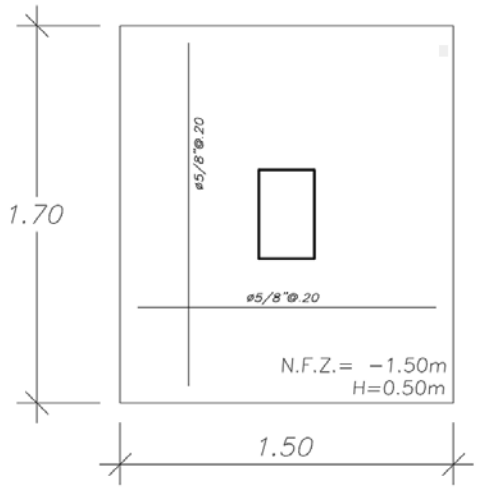


Figura 9.3: *Esquema en planta de la zapata*

9.2. Diseño de zapatas combinadas

En el caso de una zapata combinada, el diseño sigue un procedimiento similar al realizado para la zapata aislada, solo que se deben considerar las cargas de todas las columnas apoyadas sobre esta y trasladarlas al centro geométrico de la cimentación para realizar el análisis. A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la zapata combinada ubicada entre los ejes “A” y “C”, esta zapata soportará a todos los elementos mostrados en la figura 9.4, a excepción de la columna ubicada en la intersección de los ejes “2” y “B”.

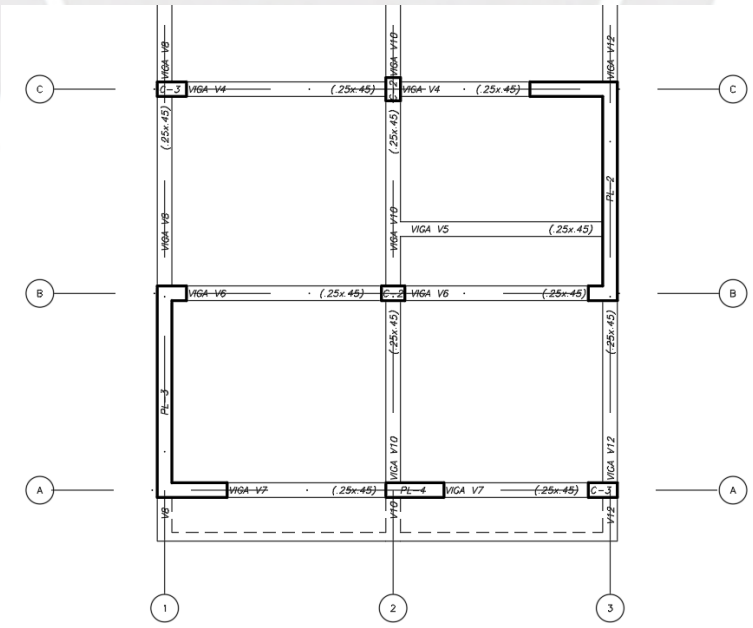


Figura 9.4: *Ubicación de la zapata a diseñar*

En este caso, dado que la zapata tendrá una geometría más complicada que la considerada en el caso anterior, se elaborará un modelo de análisis en el programa "SAFE", mediante el cual se podrán obtener las presiones actuantes sobre el suelo considerando las cargas actuantes en cada elemento vertical que llega a la cimentación y las características del suelo.

El modelado se realiza considerando los elementos verticales que llegan a la cimentación como rígidos y colocando las cargas sobre el centro de cada uno de estos. Adicionalmente, es necesario ingresar el módulo de Balasto como dato adicional, dado que este será requerido por el programa para el cálculo de presiones, para el suelo considerado, este tiene un valor de 6kg/cm^3.

Para obtener las dimensiones finales de la zapata, se realizaron varias pruebas con distribuciones geométricas distintas hasta obtener presiones en el suelo menores a la admisible en todos los casos analizados. El modelo correspondiente a las dimensiones finales obtenidas se muestra en la figura 9.5.

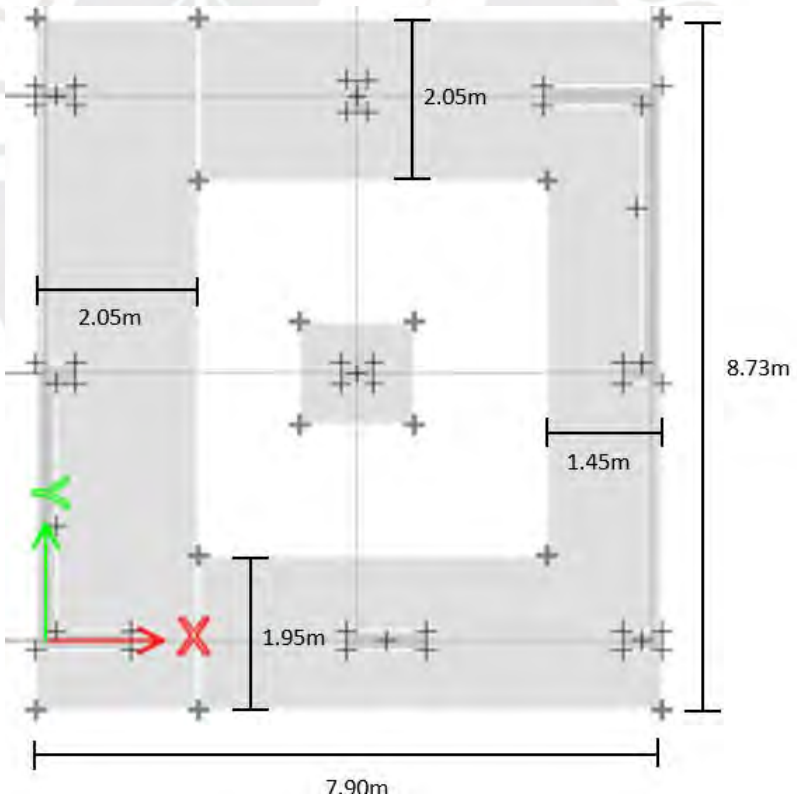


Figura 9.5: *Modelo de la zapata combinada*

En la tabla 9.6 se muestran los esfuerzos máximos actuantes para cada caso analizado utilizando el modelo presentado anteriormente.

Tabla 9.6: *Cargas actuantes sobre la zapata combinada*

Caso	σ (ton/m2)
Sin Sismo	23.30
Sismo X+	31.00
Sismo X-	16.28
Sismo Y+	31.50
Sismo Y-	37.77

En la figura 9.6 se muestran las dimensiones en planta de la zapata, además del peralte seleccionado para la misma. Considerando estas dimensiones, se realizarán los diseños por corte y flexión a continuación.

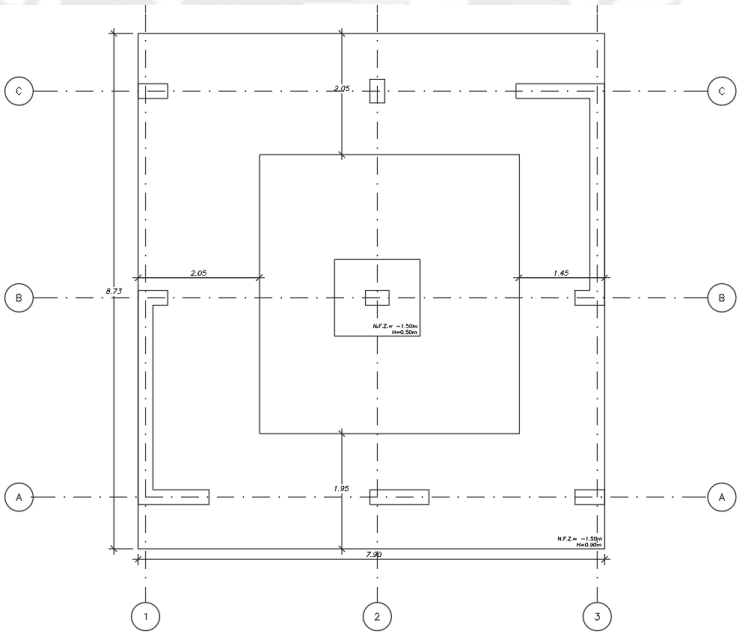


Figura 9.6: *Dimensionamiento de la zapata combinada*

Considerando los esfuerzos máximos de 23.30 ton/m^2 y 37.77 ton/m^2 obtenidos para los casos sin sismo y con sismo, se determinó la presión última a emplear en los diseños por corte y flexión, la cual tendrá un valor de 47.213 ton/m^2. Empleando dicho valor, se verificó que el peralte seleccionado cumpla con los requerimientos de corte y punzonamiento; estos análisis se muestran en las tablas 9.7 y 9.8, respectivamente.

Tabla 9.7: *Diseño por cortante en dos direcciones*

Parámetro Calculado	Valor
σu (ton/m2)	47.213
Vu (ton)	47.213
ϕVc (ton)	52.227

Tabla 9.8: *Diseño por punzonamiento*

Parámetro Calculado	Valor
σu (ton/m2)	47.213
Ao (m2)	16.978
bo (m)	30.558
Vu (ton)	1471.1
ϕVc (ton)	3191.9

Luego de verificar que el peralte de 90cm es adecuado para la zapata, se realizó el diseño por flexión. En este caso, dado que se tendrá acero superior para resistir los esfuerzos de tracción que puedan aparecer en las zonas ubicadas entre columnas y placas, se distribuirá la cuantía mínima entre acero superior e inferior, considerando valores de 0.0006bh y 0.0012bh, respectivamente.

En primer lugar, para el acero superior, se tendrá una cuantía mínima de 5.4cm^2 por metro de ancho, se seleccionó un refuerzo de barras de 1/2" de diámetro cada 20cm en ambas direcciones para cumplir con este requerimiento. Luego, se realizó el diseño del acero inferior considerando lo realizado para la zapata aislada, además de la cuantía mínima mencionada anteriormente, los resultados obtenidos se muestran en la tabla 9.9.

Tabla 9.9: *Diseño por flexión*

Parámetro Calculado	Eje X	Eje Y
Momento (ton.m)	76.48	21.30
a (cm)	6.19	1.68
As (cm2)	26.31	7.12
As min (inf.) (cm2)	10.80	10.80
Refuerzo Colocado	ϕ1"@17.5cm	ϕ3/4"@25cm

Además, dado que la zapata combinada cuenta con zonas ubicadas entre columnas y placas, será necesario calcular el momento positivo actuante sobre estas zonas, con el fin de determinar el acero superior que será colocado en la zapata para ambas direcciones de

análisis. Para determinar los momentos de análisis, se elaboró un modelo de elementos finitos en el programa SAP2000, colocando el valor de "σu" ya calculado en toda la zapata y luego se realizó el diseño del mismo modo que para el acero inferior. El modelo empleado se muestra en la figura 9.7 y el procedimiento de diseño y resultados obtenidos se muestran en la tabla 9.10.

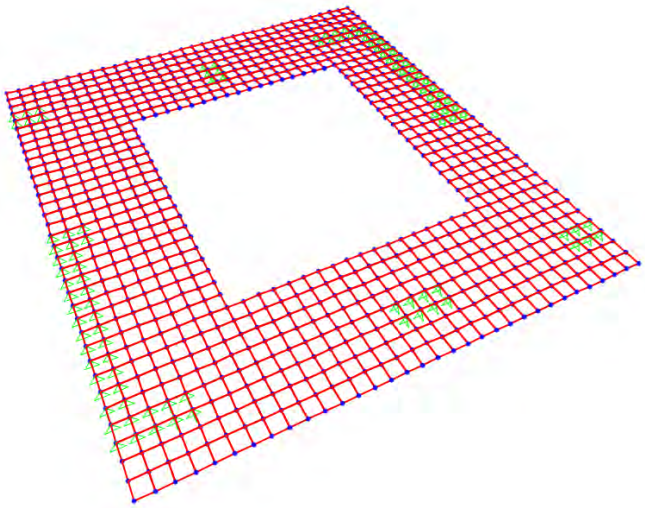


Figura 9.7: *Modelo de la zapata combinada*

Tabla 9.10: *Diseño por flexión para acero superior*

Parámetro Calculado	Eje X	Eje Y
Momento (ton.m)	59.92	27.31
a (cm)	4.81	2.15
As (cm2)	20.43	9.15
As min (sup.) (cm2)	5.40	5.40
Refuerzo Colocado	ϕ1"@25cm	ϕ3/4"@25cm

Finalmente, se muestra un esquema en planta de la zapata combinada con las dimensiones y refuerzo seleccionados en la figura 9.8.

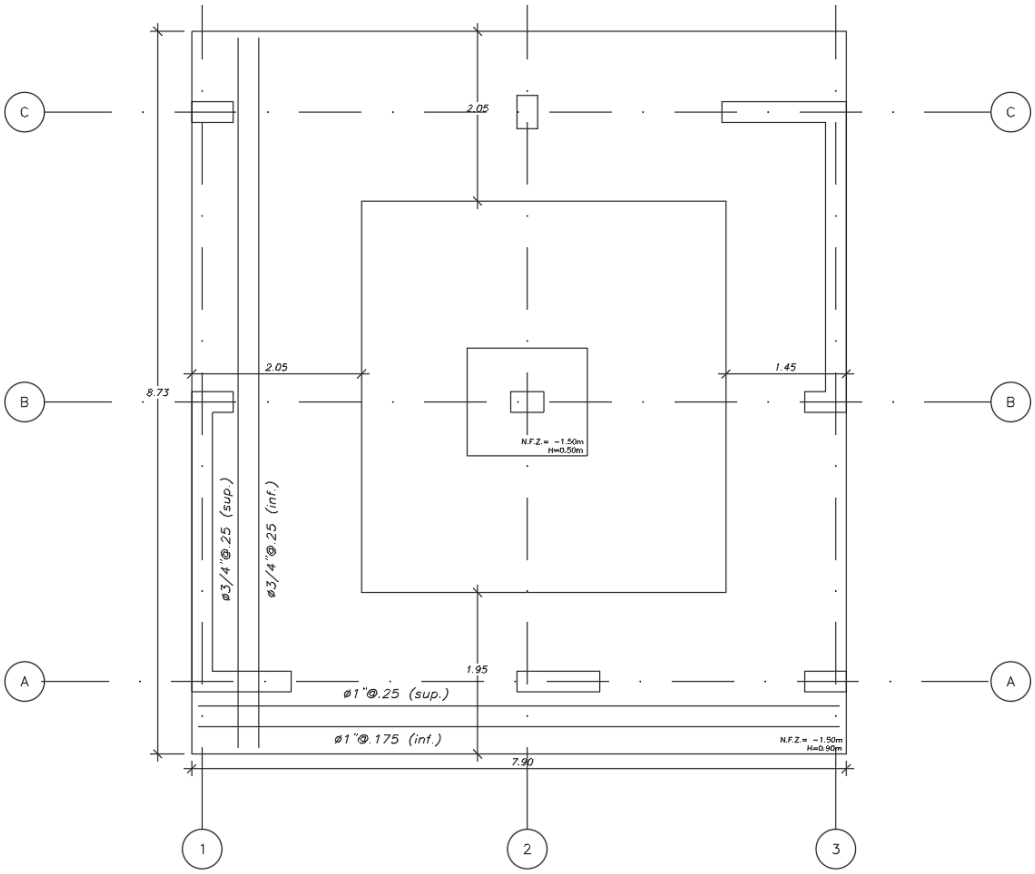


Figura 9.8: *Esquema en planta de la zapata combinada*

9.3. Diseño de viga de cimentación

Una zapata conectada hace referencia la conexión entre soportes de elementos verticales utilizando una viga de cimentación. Dado que el diseño de la cimentación ya ha sido descrito en las secciones anteriores, en esta sección únicamente se presentará el procedimiento seguido para el diseño de la viga de cimentación. A modo de ejemplo se realizará el diseño de la viga de que une a las zapatas ubicadas en el eje "D".

Esta viga se considera como simplemente apoyada sobre las zapatas ubicadas en los ejes "1" y "3", de este modo, considerando las cargas actuantes provenientes de las dos columnas, se pueden determinar las reacciones de los apoyos y las fuerzas internas en toda la longitud de la viga para todos los casos de análisis. Teniendo en cuenta que solo será considerado el sismo que va en la dirección de la longitud de la viga, se tendrán 3 casos de análisis en total. En el primero se considerarán solo las cargas de gravedad y en

los otros dos se considerará el sismo en sentidos antihorario y horario, respectivamente. En las figuras 9.9, 9.10 y 9.11 se muestran los diagramas de fuerzas cortantes obtenidos para estos 3 casos, mientras que en las figuras 9.12, 9.13 y 9.14 se muestran los diagramas de momentos flectores correspondientes.

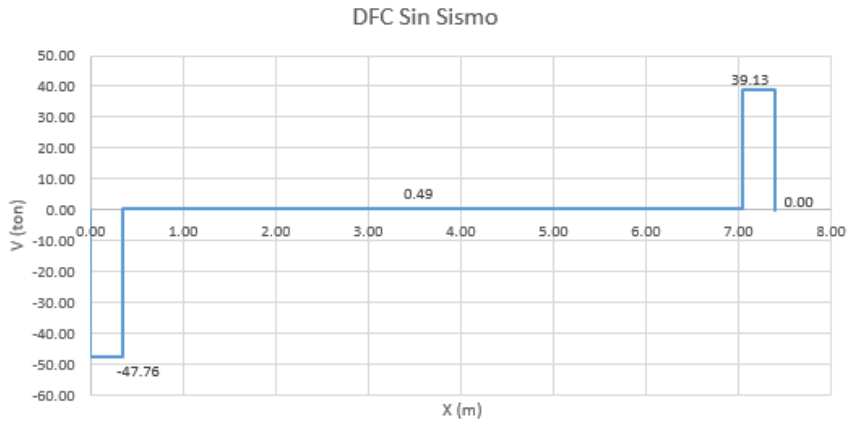


Figura 9.9: *Diagrama de Fuerzas Cortantes sin sismo*

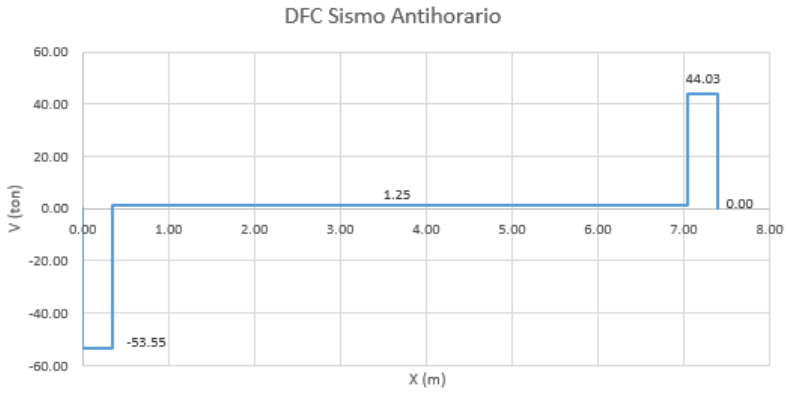


Figura 9.10: *Diagrama de Fuerzas Cortantes con sismo antihorario*

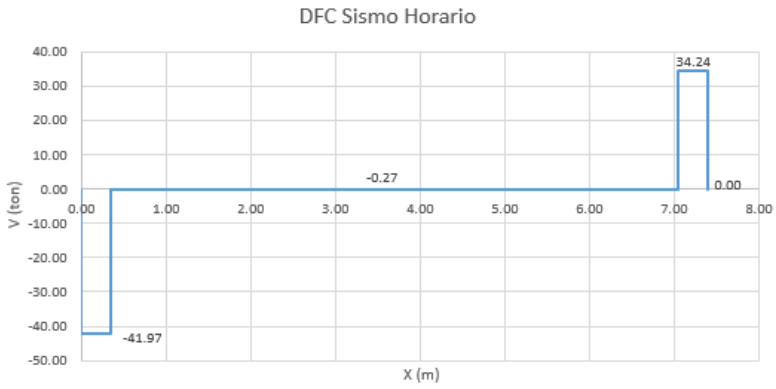


Figura 9.11: *Diagrama de Fuerzas Cortantes con sismo horario*

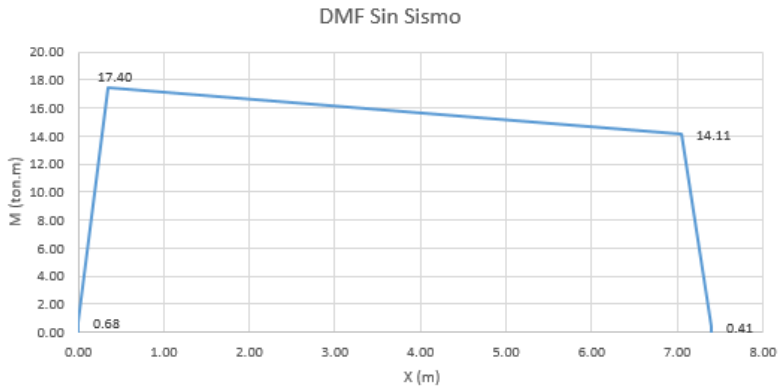


Figura 9.12: *Diagrama de Momentos Flectores sin sismo*

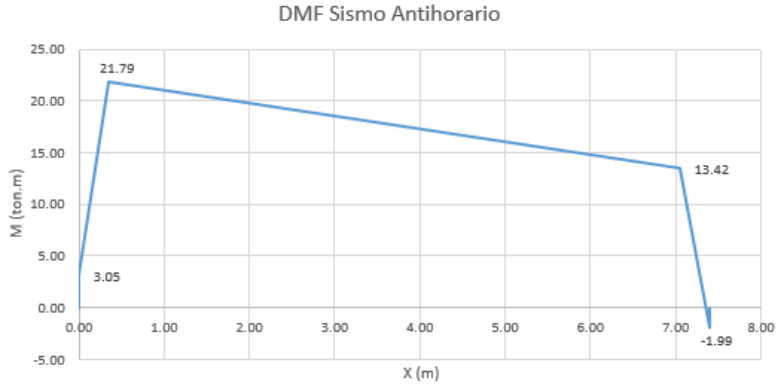


Figura 9.13: *Diagrama de Momentos Flectores con sismo antihorario*

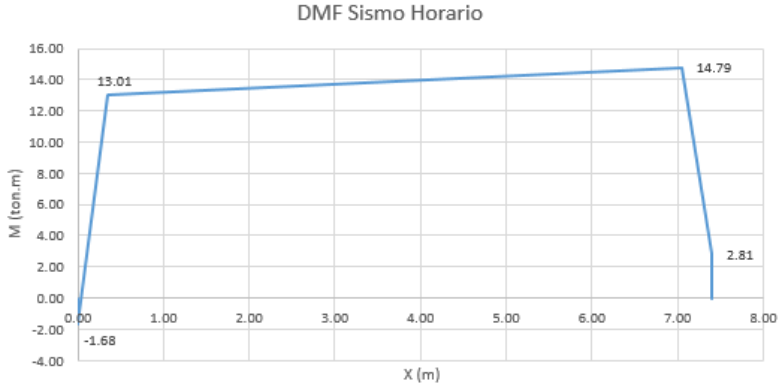


Figura 9.14: *Diagrama de Momentos Flectores con sismo horario*

Luego, para determinar las cargas en estado último que serán usadas para el diseño, se multiplican los valores obtenidos para el caso sin sismo por 1.6 y los valores obtenidos para los casos con sismo por 1.25. Luego, se elaboran las envolventes de diseño considerando los valores máximos en cada sección de análisis entre los 3 casos

analizados. En las figuras 9.15 y 9.16 se muestran las envolventes de fuerzas cortantes y momentos flectores, respectivamente.

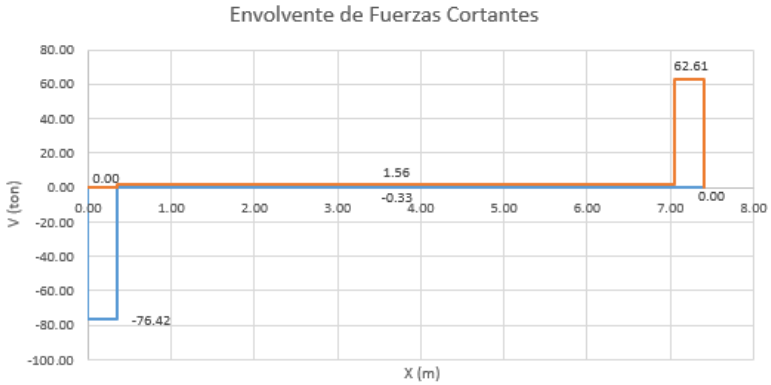


Figura 9.15: *Envolvente de Fuerzas Cortantes*

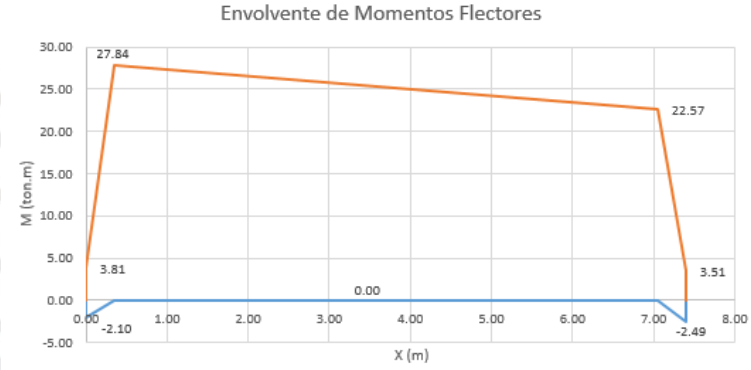


Figura 9.16: *Envolvente de Momentos Flectores*

Luego de determinar las cargas de diseño en toda la longitud de la viga, se realizan los diseños por corte y flexión siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo de vigas. Antes de seleccionar el refuerzo, se determinó que la viga tendrá una sección de 25cm x 70cm, dado que este tipo de vigas requiere una sección de mayores dimensiones. En la tabla 9.11 se muestra el diseño por flexión para todas las secciones principales de la viga.

Tabla 9.11: *Diseño por flexión*

Sección	Momento (ton.m)	As (cm^2)	Acero Corrido	Bastones	Acero Instalado
Apoyo Eje 1	27.84	13.76	5ϕ3/4”	-	14.2cm^2
Apoyo Eje 3	22.57	10.88	5ϕ3/4”	-	14.2cm^2
Apoyo Eje 1	-2.10	0.93	2ϕ3/4”	-	5.68cm^2
Apoyo Eje 3	-2.49	1.11	2ϕ3/4”	-	5.68cm^2

El diseño por capacidad para el refuerzo transversal de la viga de cimentación considerando estribos de 3/8" de diámetro se muestra en la tabla 9.12.

Tabla 9.12: *Diseño por capacidad*

Parámetro Calculado	Valor
Mn1 (ton.m)	31.80
Mn2 (ton.m)	13.68
Vu (ton)	9.20
Av (cm^2)	1.41
s (cm)	-

Del mismo modo que para las vigas de la estructura principal, también se tendrán en cuenta las indicaciones del reglamento en los acápites 21.4.4.4 y 21.4.4.5 para el cálculo del refuerzo transversal en el elemento.

- $L_o = 2h = 140\ cm$
- $S \leq \frac{d}{4} o\ 150\ mm = 15\ cm$
- $S \leq 10db_{(longitudinal)} = 10 * \frac{3}{4} * 2.54 = 19.05\ cm$
- $S \leq 24db_{(estribo)} = 24 * \frac{3}{8} * 2.54 = 22.86\ cm$
- $S \leq 300\ mm = 30\ cm$

Teniendo en cuenta estos valores, se determinó que se colocará un primer estribo a 5cm de la cara de cada apoyo, 14 estribos a 10cm y el resto considerando un espaciamiento de 25 cm para no superar la mitad del peralte de la viga.

La norma indica que para vigas de peralte mayor a 90cm es necesario colocar barras de acero longitudinal intermedias en el alma de la viga, pese a que la viga diseñada no supera este peralte, se optó por colocar dos barras de 1/2" para tener un diseño más conservador.

Finalmente, se presentan la elevación y la sección de la viga VC3 en las figuras 9.17 y 9.18, respectivamente.

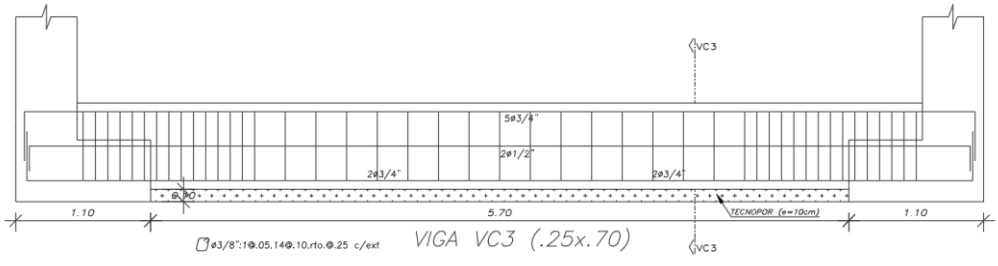


Figura 9.17: *Elevación de la viga VC3*

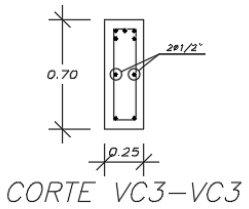


Figura 9.18: *Sección de la viga VC3*

Por último, en la figura 9.19 se presenta un esquema final de toda la cimentación, incluidos los cimientos corridos que serán colocados por debajo de los tabiques ubicados en el primer nivel.

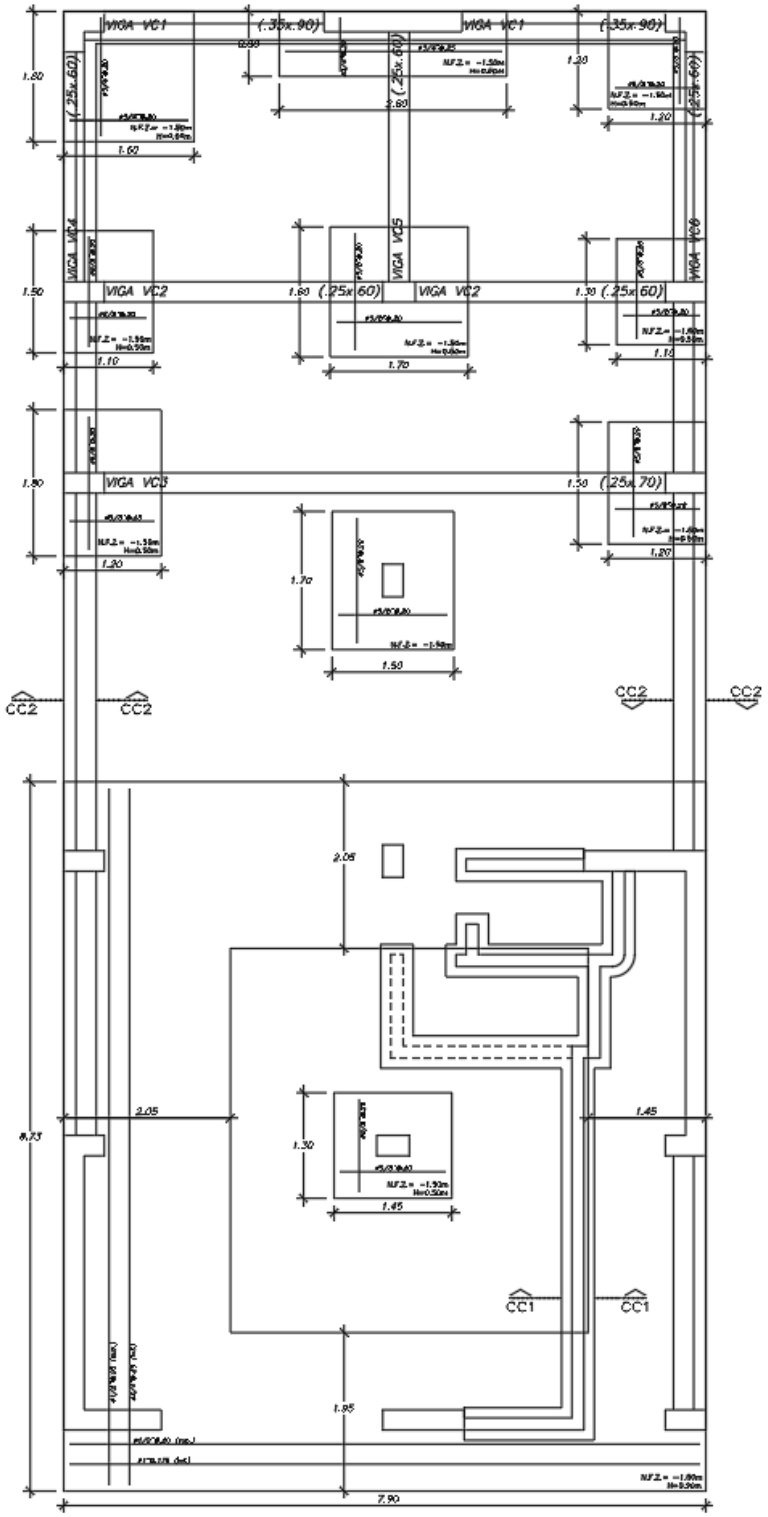


Figura 9.19: Esquema final de la cimentación

10. DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

10.1. Diseño de la escalera

Para elaborar el diseño de la escalera, es necesario elaborar un modelo estructural considerando las cargas muertas y vivas actuantes sobre la misma, al igual que en el caso de los elementos de techo, esta será diseñada sin considerar el efecto de las cargas sísmicas.

En primer lugar, es necesario determinar el espesor de la garganta a considerar, para ello se realizó un predimensionamiento considerando un espesor de L/25. Dado que la luz libre de la escalera será de 3.475m, se empleó un espesor de la garganta de la escalera igual a 15cm para todos los tramos de la misma.

Por otro lado, en cuanto a la altura de los pasos, esta será de 17.5cm para los tramos rectos de la escalera y tendrá un valor de 18.33cm para los tres escalones ubicados a la mitad de cada entrepiso.

Teniendo esto en cuenta, se calcularon las cargas actuantes sobre la escalera, particularmente, para el caso del peso propio, se consideró un espesor de 22cm para representar el peso correspondiente a la garganta y los escalones sobre la misma, mientras que en los tramos horizontales se consideró solo un espesor de 20cm. En la tabla 10.1 se muestra el cálculo de las cargas aplicadas sobre los tramos de escalera.

Tabla 10.1: *Cargas actuantes sobre la escalera*

Tipo de Carga	Tipo	Cálculo	Magnitud
Peso propio (22cm)	Carga Muerta	2.4*0.22	0.528ton/m
Peso propio (20cm)	Carga Muerta	2.4*0.20	0.48ton/m
Piso Terminado	Carga Muerta	0.1	0.1ton/m
Sobrecarga	Carga Viva	0.2	0.2ton/m

Luego, se realizó el modelo de los dos tramos principales de la escalera, dado que estos tendrán la misma distancia desde el último escalón hasta el punto de apoyo correspondiente a ambos lados, solo fue necesario emplear un modelo, el cual será utilizado para calcular las fuerzas de diseño en todos los tramos de escalera. En las figuras 10.1 y 10.2 se muestran el modelo con las cargas muertas y vivas aplicadas.

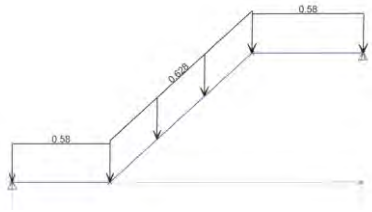


Figura 10.1: *Modelo de la escalera con cargas muertas*

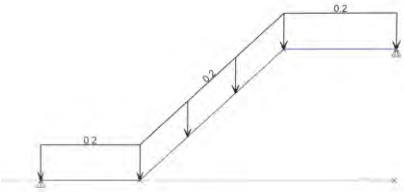


Figura 10.2: *Modelo de la escalera con cargas vivas*

Tras realizar la combinación de cargas, se obtienen los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores mostrados en las figuras 10.3 y 10.4, respectivamente.

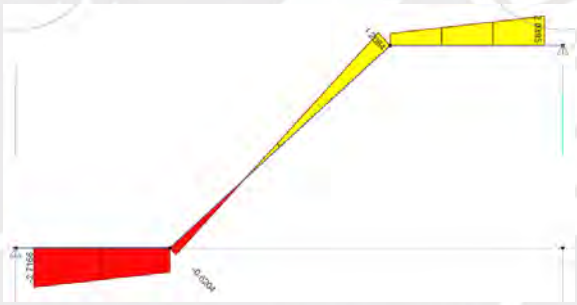


Figura 10.3: *Diagrama de fuerzas cortantes de diseño*

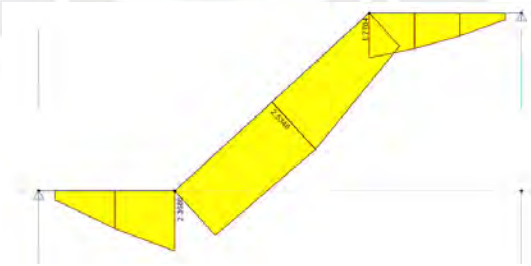


Figura 10.4: *Diagrama de momentos flectores de diseño*

La resistencia a cortante de la garganta será de 7.83ton, por lo que será capaz de resistir las fuerzas cortantes actuantes en cualquier sección, dado que el valor máximo obtenido

fue de 2.72ton. Por lo tanto, no será necesario colocar acero adicional por efectos de cortante más allá de la cuantía mínima requerida.

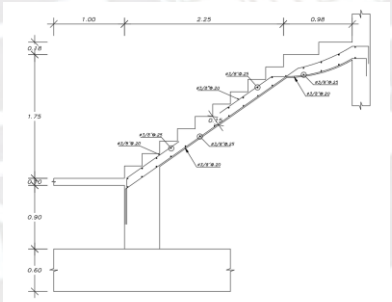
En cuanto a los momentos flectores, se calculó el espaciamiento requerido utilizando barras de 3/8” de diámetro para las secciones de máximo momento en los tramos horizontales e inclinado de un tramo de escalera. La distribución obtenida se muestra en la tabla 10.2 y será empleada en todos los tramos de escalera.

Tabla 10.2: *Diseño por flexión de la escalera*

Sección	Momento (ton.m)	As (cm^2)	Refuerzo a colocar
Tramo Horizontal 1	2.369	3.369	ϕ3/8”@.20 (3.55cm^2)
Tramo Inclinado	2.535	3.610	ϕ3/8”@.20 (3.55cm^2)
Tramo Horizontal 2	1.770	2.503	ϕ3/8”@.20 (3.55cm^2)

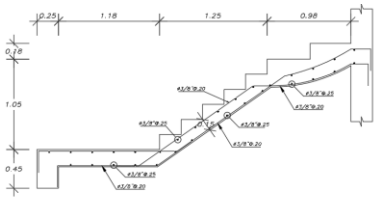
Para el refuerzo transversal, se colocará la cuantía mínima requerida, es decir, un armado de barras de 3/8” de diámetro con un espaciado de 25cm entre ellas.

De este modo finaliza el diseño de este elemento. En las figuras 10.5, 10.6, 10.7 y 10.8 se muestran todos los tramos de escalera a ser considerados en el proyecto y las distribuciones de refuerzo correspondientes.



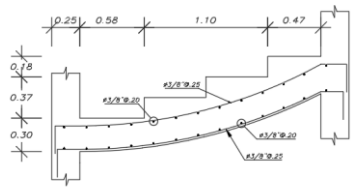
1ER TRAMO DE ESCALERA PISO 1

Figura 10.5: *Primer tramo de escalera del primer piso*



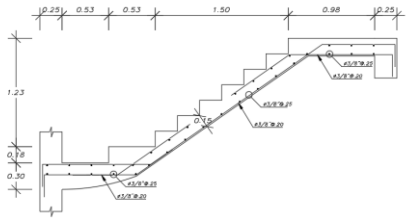
1ER TRAMO DE ESCALERA PISO TIPICO

Figura 10.6: *Primer tramo de escalera del piso típico*



2DO TRAMO DE ESCALERA

Figura 10.7: *Segundo tramo de escalera*



3ER TRAMO DE ESCALERA

Figura 10.8: *Tercer tramo de escalera*

10.2. Diseño de tabiques y parapetos

Para realizar el diseño de los tabiques y parapetos, es necesario calcular la carga perpendicular al plano a la cual estos estarán sometidos, esto se realizará utilizando la siguiente expresión presentada en el artículo 38.1 de la norma E.030.

$$F = \frac{Fi}{Pi} * C1 * P$$

En esta expresión, "Fi" representa la fuerza actuante en el nivel en el cual se apoya el elemento y "Pi" el peso de dicho nivel. Además, "P" representa el peso del tabique y "C1" tomará el valor de 3 según lo establecido en el reglamento.

Teniendo en cuenta que los tabiques serán diseñados para el piso donde la relación entre la fuerza lateral actuante y el peso del mismo sea mayor, se realizará el diseño para el tabique más pesado, dado que este será el que tenga una fuerza actuante mayor.

Excluyendo la azotea, donde solo se tendrá un parapeto alrededor del borde del edificio, es el quinto nivel donde la relación entre fuerzas laterales y peso de dicho nivel es mayor, con un valor de 0.2192, de modo que el diseño será realizado para el tabique de mayor longitud ubicado en este nivel.

El tabique a diseñar tendrá una longitud total igual a 4.40m, sin embargo, se considerará una separación máxima de 3m entre columnetas, de modo que esta será la distancia considerada en el cálculo del refuerzo requerido. El diseño se realizará considerando columnetas de 20cm x 15cm y una viga solera de las mismas dimensiones, es decir que el tabique tendrá una longitud de 2.8m y una altura de 2.1m. En la tabla 10.3 se muestra el cálculo del peso del elemento a diseñar, teniendo en cuenta lo correspondiente a los ladrillos y al concreto armado que compone los elementos de arriostre.

Tabla 10.3: *Cálculo del peso del tabique*

Elemento	**Peso Unitario (ton/m^3)**	**Volumen (m^3)**	**Peso (ton)**
Tabique	1.8	2.1*0.15*2.8=0.882	1.588
Columnetas	2.4	2.1*0.15*0.2*2=0.126	0.302
Viga Solera	2.4	3*0.2*0.15=0.09	0.216

De este modo, se determinó que el peso total del tabique a diseñar tendrá un peso total de 2.106ton. Empleando la expresión presentada anteriormente, se calculó la fuerza de diseño para cargas perpendiculares al plano del tabique, dicha fuerza tendrá un valor de 1.385ton. Finalmente, para realizar el diseño del elemento, se considerará esta fuerza como distribuida en toda el área del tabique, dicha fuerza distribuida tendrá una magnitud de 0.165ton/m^2.

Teniendo en cuenta la fuerza aplicada por unidad de área y considerando que las cargas se distribuyen al elemento estructural más cercano, se calcularon las fuerzas cortantes y momentos flectores de diseño para ambos elementos. El cálculo de las cargas de diseño de ambos elementos se muestra en la tabla 10.4.

Tabla 10.4: *Cálculo del confinamiento*

Parámetro Calculado	Columneta	Viga Solera
w (ton/m^2)	0.165	0.165
A (m^2)	1.155	1.838
F (ton)	0.175	0.303
R (ton)	0.326	0.151
Vu (ton)	0.326	0.151
Mu (ton.m)	0.526	0.122

Para el diseño por corte, se determinó la resistencia de la sección a fuerzas cortantes, para la cual se obtuvo una magnitud de 1.57ton; luego, se verificó que esta resista las cargas calculadas en la tabla anterior.

Luego, se diseñaron por flexión ambas columnetas y la viga solera, como se muestra en la tabla 10.5. Cabe mencionar que el refuerzo seleccionado será colocado en ambos lados del elemento, de modo que se colocarán el doble de barras de las indicadas en la siguiente tabla.

Tabla 10.5: *Cálculo del confinamiento*

Parámetro Calculado	Columneta	Viga Solera
Mu (ton.m)	0.526	0.122
b (cm)	20.00	20.00
d (cm)	12.00	12.00
a (cm)	1.45	0.32
As (cm^2)	1.23	0.27
As Colocado	2ϕ3/8" ($1.42cm^2$)	2ϕ8mm ($1.00cm^2$)

Finalmente, se muestran las secciones finales de ambos elementos en las figuras 10.9 y 10.10.

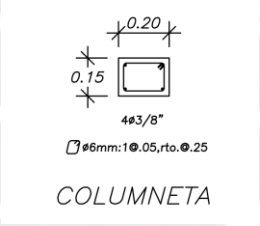


Figura 10.9: *Sección de la Columneta*

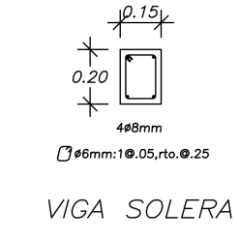


Figura 10.10: *Sección de la Viga Solera*

11. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Para culminar con el informe, se presentan algunas conclusiones y comentarios adicionales en relación a las diferentes etapas del trabajo realizado.

En primer lugar, en cuanto a la estructuración y predimensionamiento de la estructura, se mantuvo en la medida de lo posible la distribución arquitectónica planteada inicialmente; sin embargo, se realizaron algunas modificaciones para poder incluir muros o columnas de dimensiones diferentes a las propuestas inicialmente con el fin de obtener una estructura con un comportamiento adecuado ante posibles eventos sísmicos.

Además, al momento de realizar la estructuración, fue necesario colocar columnas exteriores de 50cm de largo, de modo que las barras de refuerzo colocadas en las vigas adyacentes puedan anclar adecuadamente en estas columnas y formar pórticos estructurales. Estos pórticos fueron de gran utilidad para controlar los desplazamientos del edificio en la dirección paralela al eje "X".

Tras elaborar el modelo de análisis sísmico en el programa ETABS, se analizaron varios parámetros asociados al comportamiento de la estructura ante cargas laterales y de gravedad. Debido a lo mencionado anteriormente en cuanto a la estructuración, se obtuvieron derivas menores al límite de 7‰ establecido por la norma E.030. de diseño sismorresistente.

Por otro lado, al realizar el análisis de irregularidades se verificó que la estructura era regular, tal como se asumió inicialmente, lo cual fue un resultado dada la geometría de la planta y las dimensiones de esta misma. También se pudo observar una mayor torsión en la dirección paralela al eje "X", esto se debe a que la dimensión en planta paralela al eje "Y" es mucho mayor, de modo que las excentricidades accidentales consideradas para el análisis sísmico serán mayores para los sismos en dirección paralela al eje "X".

Adicionalmente, el primer modo de vibración de la estructura representa el 75.67% de la masa participativa para el eje "X" y tiene un periodo de 0.417s. Este periodo es considerablemente mayor que el del segundo modo, el cual tiene el 64.91% de la masa participativa en el eje "Y" y un periodo de 0.279s, y el tercer modo, que abarca el 69.37% de la masa participativa rotacional y tiene un periodo de 0.265s. Teniendo en cuenta que la estructura se desplaza principalmente en la dirección "X", es coherente que el primer modo de vibración este asociado principalmente a un movimiento en esta dirección.

En cuanto al diseño de elementos, para las losas aligeradas, se observó que las consideraciones propuestas por la norma E.060 resultaban demasiado conservadoras para el caso de deflexiones en secciones con forma de "T", llevando en algunos casos a que las losas no cumplan con los límites del reglamento aun cuando habían sido dimensionadas siguiendo las recomendaciones correspondientes; por lo tanto, se optó por considerar las expresiones propuestas por el ACI para obtener un valor más cercano de la inercia efectiva de la sección analizada y, con este valor, calcular las deflexiones en estos elementos.

En cuanto al diseño de vigas, se observó que las vigas que formaban parte de pórticos paralelos al eje "X" recibían una carga sísmica considerable, de modo que fue necesario colocar bastones positivos y negativos en las caras de los apoyos de estas vigas; en contraste con ello, las vigas paralelas al eje "Y" recibían cargas principalmente de gravedad, de modo que fueron reforzadas con bastones superiores en las caras de los apoyos y bastones inferiores en el centro de cada tramo.

En relación al diseño de columnas, todas fueron armadas con el refuerzo mínimo permitido por la norma E.060, esto se debe a que los momentos flectores en las mismas tuvieron magnitudes muy bajas, al ser estos resistidos principalmente por las placas colocadas.

En el caso de las placas, fue de gran importancia tener en cuenta el fenómeno de redundancia estructural mencionado en la norma de diseño sismorresistente, dado que las fuerzas sísmicas en el eje "Y" se concentraron principalmente en dos muros, los cuales tuvieron que ser diseñados bajo estas consideraciones.

A modo de aprendizaje, se podría haber estructurado el edificio considerando un mayor número de placas en estos ejes, de modo que las fuerzas sísmicas se distribuyesen en un mayor número de elementos y, de este modo, se evitase la redundancia estructural. Esto hubiese permitido diseñar las placas y la cimentación de las mismas con cargas de diseño menores, lo cual hubiese resultado en un diseño más económico y que no depende mayormente de solo dos elementos estructurales.

Además, no fue necesario considerar ningún tipo de confinamiento especial en los bordes de las placas colocadas. Esto se debe principalmente a dos motivos, el primero es que, al tratarse de una estructura de pocos pisos, las cargas axiales actuantes sobre estas placas no tendrán una gran magnitud, de modo que el eje neutro tendrá un valor menor que el obtenido usualmente en placas con cargas axiales mayores; en segundo lugar, las alas colocadas en cada uno de los

extremos de las placas también permiten reducir el eje neutro al dotar a la misma de una mayor área resistente a compresión.

Por último, en cuanto al diseño de la cimentación, dado que las columnas exteriores colocadas se encuentran muy cerca del límite de propiedad, fue necesario considerar zapatas conectadas para resistir los momentos generados por la excentricidad de las cargas actuantes sobre las zapatas provenientes de las columnas. Las vigas de cimentación se consideraron de un tramo cuando fuese posible, pero en el caso de las vigas paralelas al eje "X", dado que la estructura solo cuenta con 3 ejes en la dirección "Y", fue necesario considerar vigas de 2 tramos de carácter hiperestático.

Para realizar la cimentación de las placas, se utilizó un modelo en SAFE al tratarse de una cimentación de geometría más compleja y con cargas actuantes de mucho mayor magnitud. En este caso, fue de gran utilidad aumentar el peralte de la cimentación, lo cual redujo significativamente las presiones sobre el suelo y permitió obtener la distribución presentada anteriormente.

12. REFERENCIAS

Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

Comité Técnico de Norma E.020 Cargas (2006). Norma E.020 Cargas. Lima, Perú.

Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú.

Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú.

Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

ACI Committee 318 (2019). *Building code requirements for Structural Concrete*. Estados Unidos

13. ANEXOS

En esta última sección se presentan todos los planos finales obtenidos como resultado del proyecto realizado, lo cual incluye tanto los planos correspondientes a todos los elementos estructurales diseñados como los correspondientes a la arquitectura final para todas las plantas del edificio. A continuación, se presenta la lista de planos y sus contenidos correspondientes:

- **E-01:** Especificaciones y Detalles Estructurales
- **E-02:** Cimentación
- **E-03:** Cortes y Vigas de Cimentación
- **E-04:** Columnas y Placas
- **E-05:** Encofrado de la Planta Típica
- **E-06:** Encofrado de la Azotea
- **E-07:** Escaleras y Otros Detalles
- **E-08:** Vigas del Piso Típico
- **E-09:** Vigas de la Azotea
- **A-01:** Plantas del Primer y Segundo Piso
- **A-02:** Plantas del Piso Típico y la Azotea
- **A-03:** Elevación Principal y Corte

RELACIÓN DE PLANOS

E–01	ESPECIFICACIONES Y DETALLES ESTRUCTURALES
E–02	CIMENTACIÓN
E–03	CORTES Y VIGAS DE CIMENTACIÓN
E–04	COLUMNAS Y PLACAS
E–05	ENCOFRADO PISO TÍPICO
E–06	ENCOFRADO AZOTEA
E–07	ESCALERA Y OTROS DETALLES
E–08	VIGAS PISO TÍPICO
E–09	VIGAS AZOTEA
A–01	PLANTA PRIMER Y SEGUNDO PISO
A–02	PLANTA PISO TÍPICO Y AZOTEA
A–03	ELEVACIÓN PRINCIPAL Y CORTE

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACIÓN

DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELO REALIZADO, SE TIENE LO SIGUIENTE:

1) TIPO DE CIMENTACIÓN: SUPERFICIAL (ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS)
2) PRESIÓN ADMISIBLE: qadm = 3.00 kg/cm² (Df=1.50 CON RESPECTO AL NIVEL DEL TERRENO NATURAL)
3) TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORESISTENTE: TIPO S2, FACTOR DE SUELO = 1.05, Tp = 0.6s
4) AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN: INSIGNIFICANTE, NO REQUIERE MEDIDAS ESPECIALES
5) NAPA FREÁTICA: NO DETECTADA

PARÁMETROS SISMORESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE
MUROS DE CORTE

b) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO
Factor de zona (Zona 4) Z = 0.45
Factor de suelo (Tipo S2) S = 1.05, Tp = 0.6s
Factor de categoría (Categ. C) U = 1
Factor de reducción (R) Rx = 6, Ry = 6

COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA
Cx = 2.50
Cy = 2.50

c) DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO NIVEL
DERIVA PERMISIBLE = 0.007

MÁXIMO ABSOLUTO		MÁXIMO RELATIVO		DERIVA	
X–X (cm)	Y–Y (cm)	X–X (cm)	Y–Y (cm)	X–X	Y–Y
5.89	2.49	1.44	0.60	0.0053	0.0022

ESPECIFICACIONES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO f'c = 210 kg/cm²
FIERRO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm²

CONCRETO CICLÓPEO

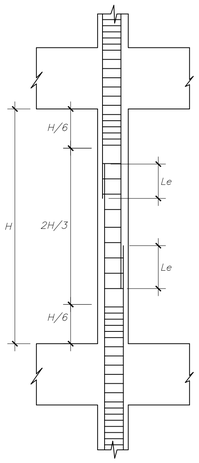
CIMIENTO C – H = 1:10+30% PIEDRA GRANDE 6" MÁX.
SOBRECIMIENTO C – H = 1:8 +25% PIEDRA MEDIANA DE 3" MÁX.

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS	8 cm.
PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS	4 cm.
VIGAS CHATAS, VIGUETAS Y LOSAS	2 cm.

ALBAÑILERÍA

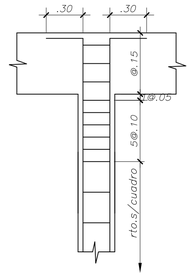
LADRILLO TIPO IV	f'm = 45 kg/cm2
RESISTENCIA MÍNIMA DEL LADRILLO	f'b = 130 kg/cm2
DIMENSIONES (MÍNIMAS)	24x13x9 cm
TIPO	King Kong 18 huecos
MORTERO P1 (CEMENTO/CAL HIDRATADA/ARENA)	1/1/4
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS	1.0 cm (mín.)
	1.5 cm (máx.)



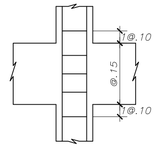
Ø	Le(m)
3/8"	.30
1/2"	.40
5/8"	.50
3/4"	.60
1"	.80

EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO, Y EN UN PORCENTAJE MENOR AL 50% DEL TOTAL DEL FIERRO

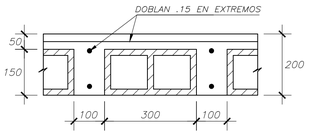
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA Y PLACA



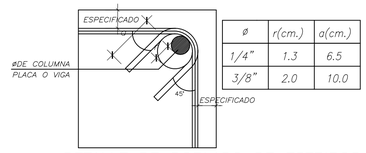
REMATE DE COLUMNAS



REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS

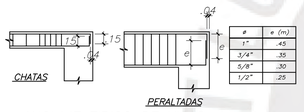


ALIGERADO h=.20 m
ESCALA 1:10 (MEDIDAS EN MILIMETROS)



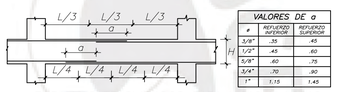
Ø	r(cm.)	a(cm.)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



Ø	e (m)
1"	.45
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.25

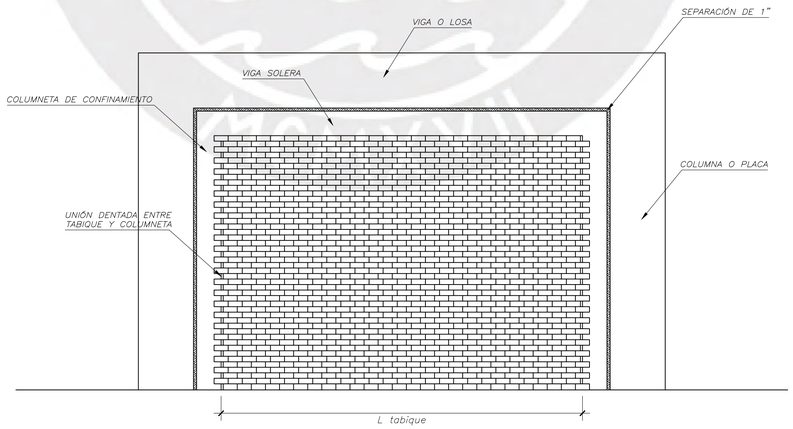
ANCLAJE TIPICO DE VIGAS



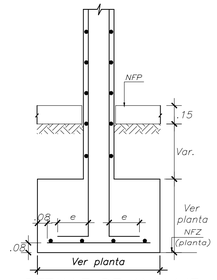
VALORES DE a

Ø	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.35	.45
1/2"	.45	.60
5/8"	.60	.75
3/4"	.70	.90
1"	1.10	1.40

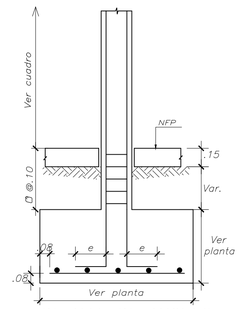
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS Y LOSAS
NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.



DETALLE DE CONEXIÓN ENTRE TABIQUES Y ESTRUCTURA



DETALLE DE ANCLAJE DE PLACA EN ZAPATA



ø	e (m)
1"	.45
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.25
3/8"	.20

DETALLE DE ANCLAJE DE COLUMNA EN ZAPATA

PUCP

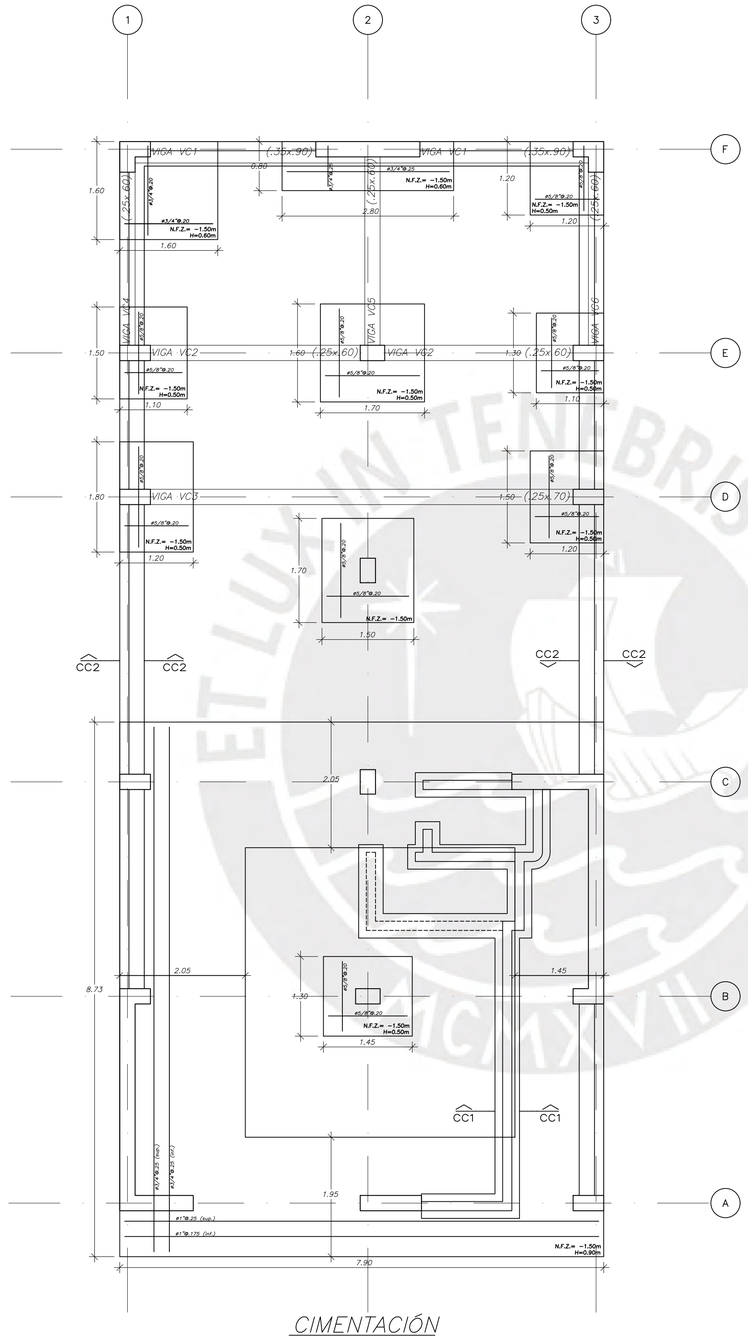
Trabajo de Tesis

Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle

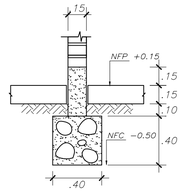
Título del plano: Especificaciones y Detalles Estructurales

Escalas:
1:50 (planta)
1:25 (detalles)

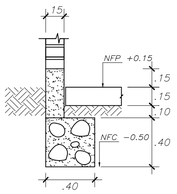
E-01



CIMENTACIÓN

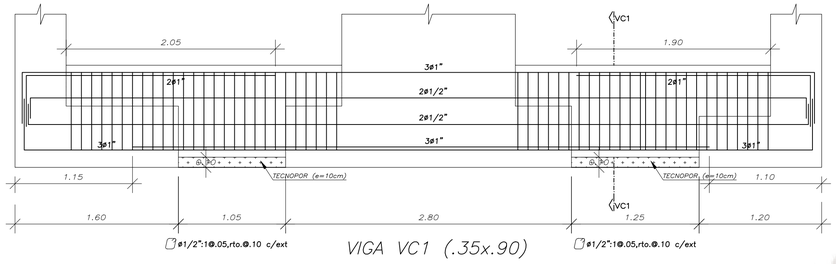


CORTE CC1–CC1

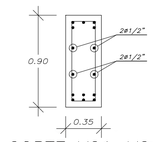


CORTE CC2–CC2

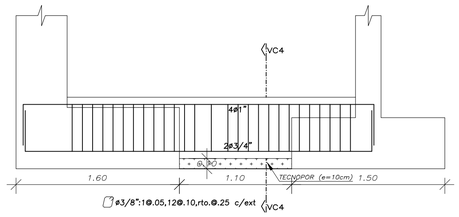
PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Cimentación	E-02
Escala: 1:50 (planta) 1:25 (cortes)	



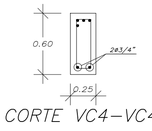
VIGA VC1 (.35x.90)



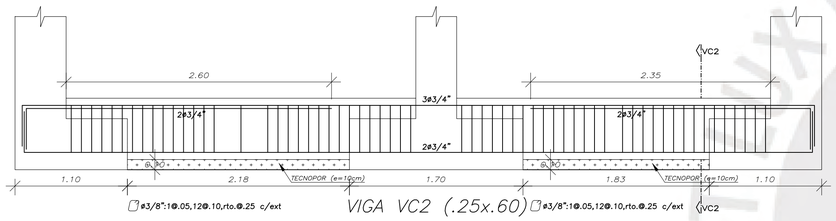
CORTE VC1–VC1



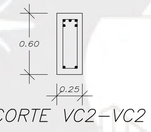
VIGA VC4 (.25x.60)



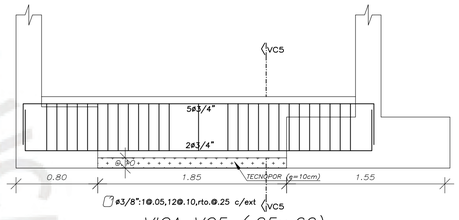
CORTE VC4–VC4



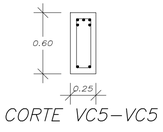
VIGA VC2 (.25x.60)



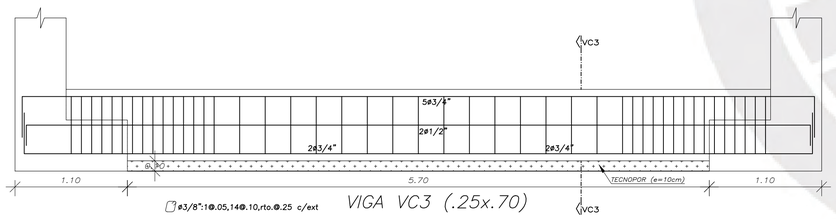
CORTE VC2–VC2



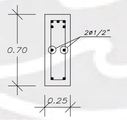
VIGA VC5 (.25x.60)



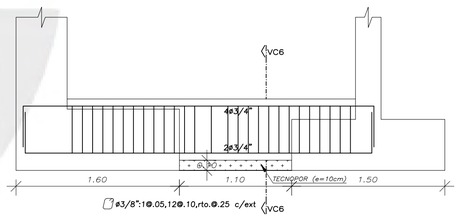
CORTE VC5–VC5



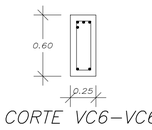
VIGA VC3 (.25x.70)



CORTE VC3–VC3



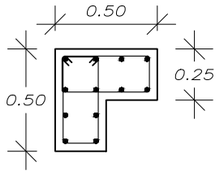
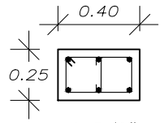
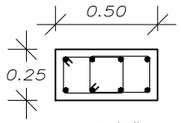
VIGA VC6 (.25x.60)

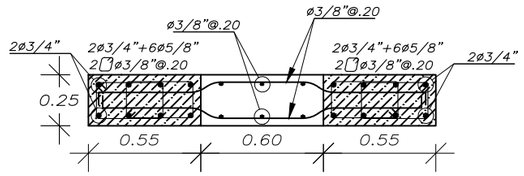


CORTE VC6–VC6

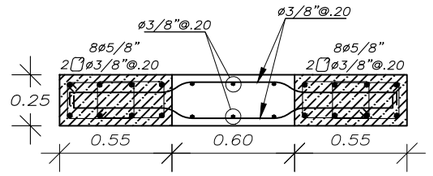
PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Cortes y Vigas de Cimentación	E-03
Escalas: 1:30	

CUADRO DE COLUMNAS

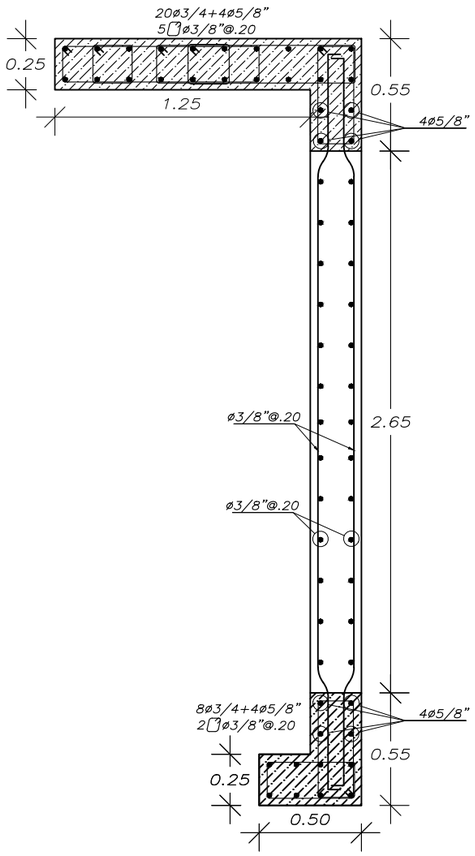
C−1	C−2	C−3
		
12ø5/8" 2 ⬚ ø8mm:1@.05,5@.10,rto.@.25	6ø5/8" 1 ⬚+1 ⌠ ø8mm:1@.05, 5@.10,rto.@.25	8ø5/8" 2 ⬚ ø8mm:1@.05,5@.10,rto.@.25



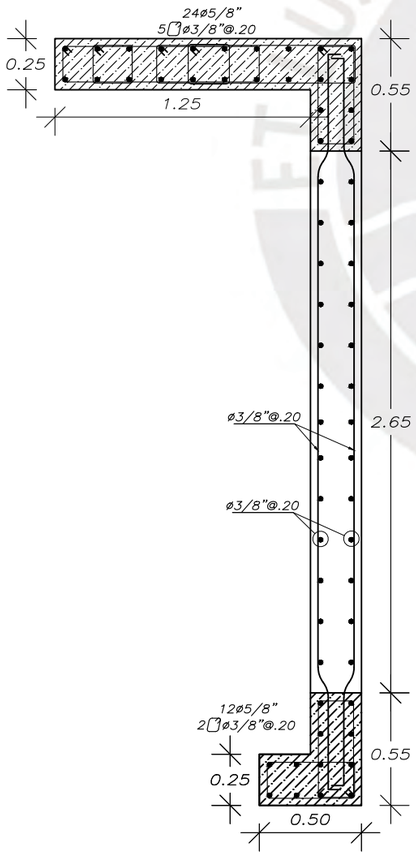
PL−01 1º y 2º PISO



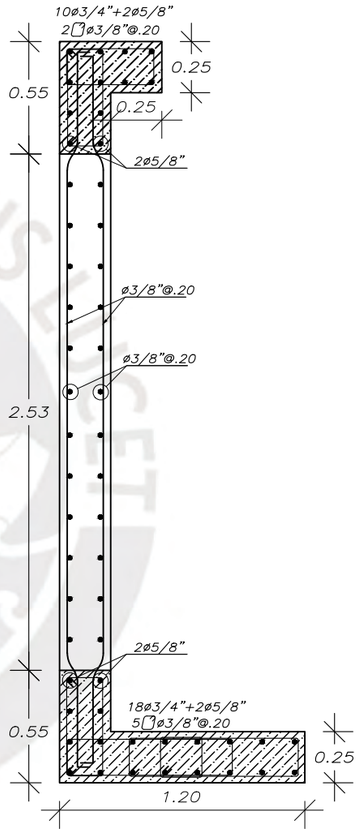
PL−01 3º a 5º PISO



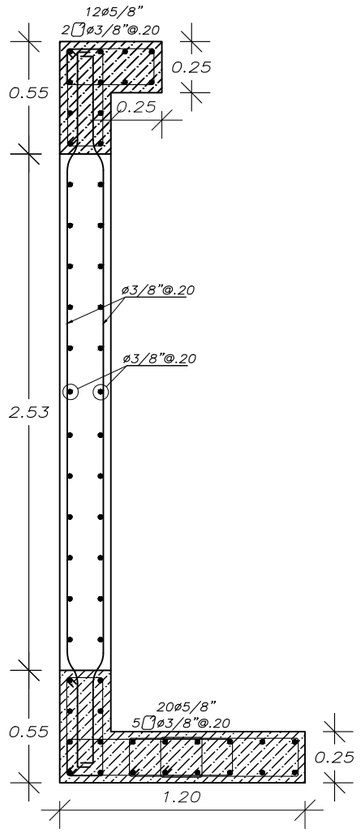
PL−02 1º y 2º PISO



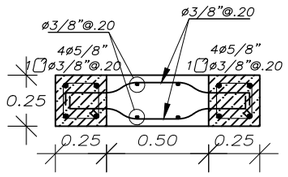
PL−02 3º a 5º PISO



PL−03 1º y 2º PISO

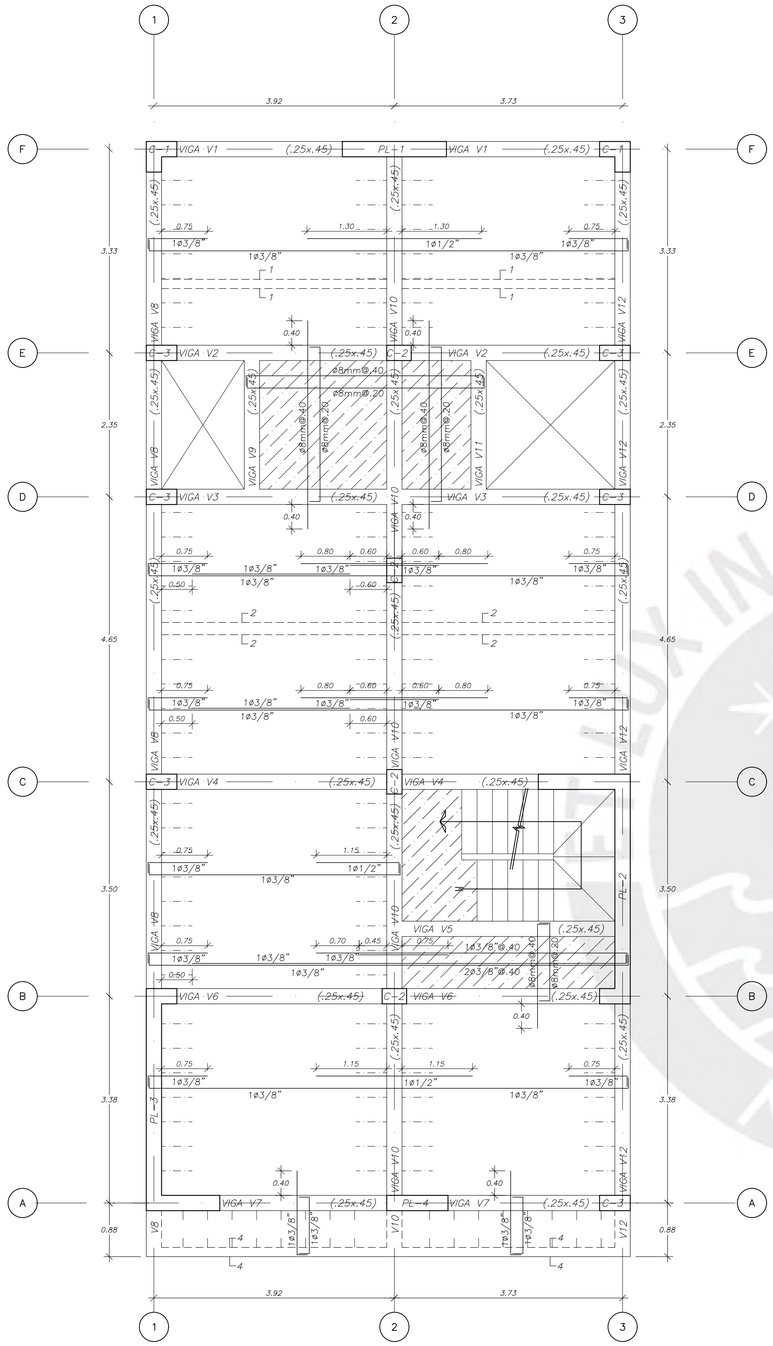


PL−03 3º a 5º PISO

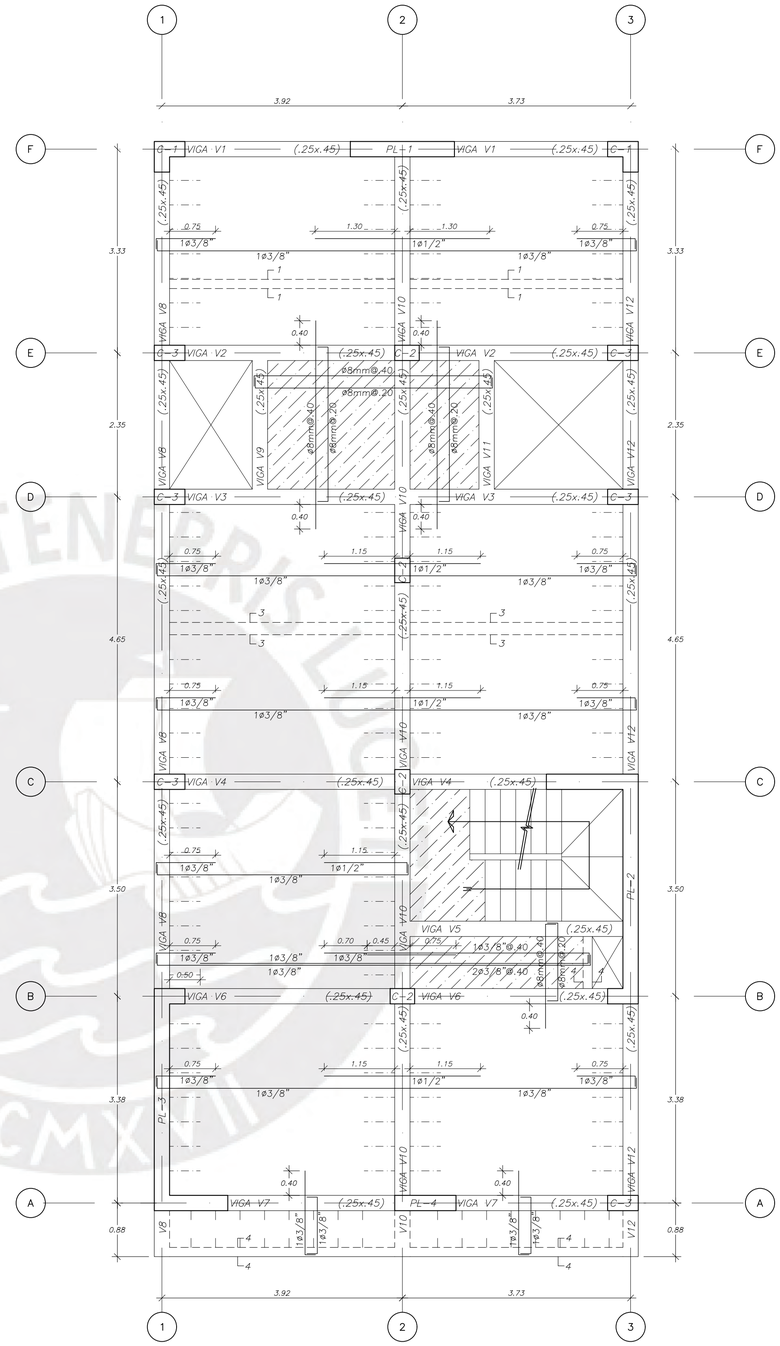


PL−04

PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Columnas y Placas	E-04
Escala: 1:30	



ENCOFRADO TECHO 1



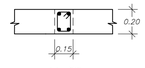
ENCOFRADO TECHOS 2 A 4

LOSA MACIZA e=0.20 m

LOSA ALIGERADA e=0.20 m

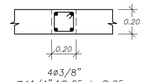
LOSA MACIZA e=0.20 m

LOSA ALIGERADA e=0.20 m



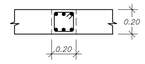
4ø3/8"
□ø1/4":1@.05,rto.@.25

CORTE 1–1



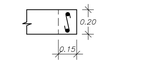
4ø3/8"
□ø1/4":1@.05,rto.@.25

CORTE 2–2



6ø3/8"
□ø1/4":1@.05,rto.@.25

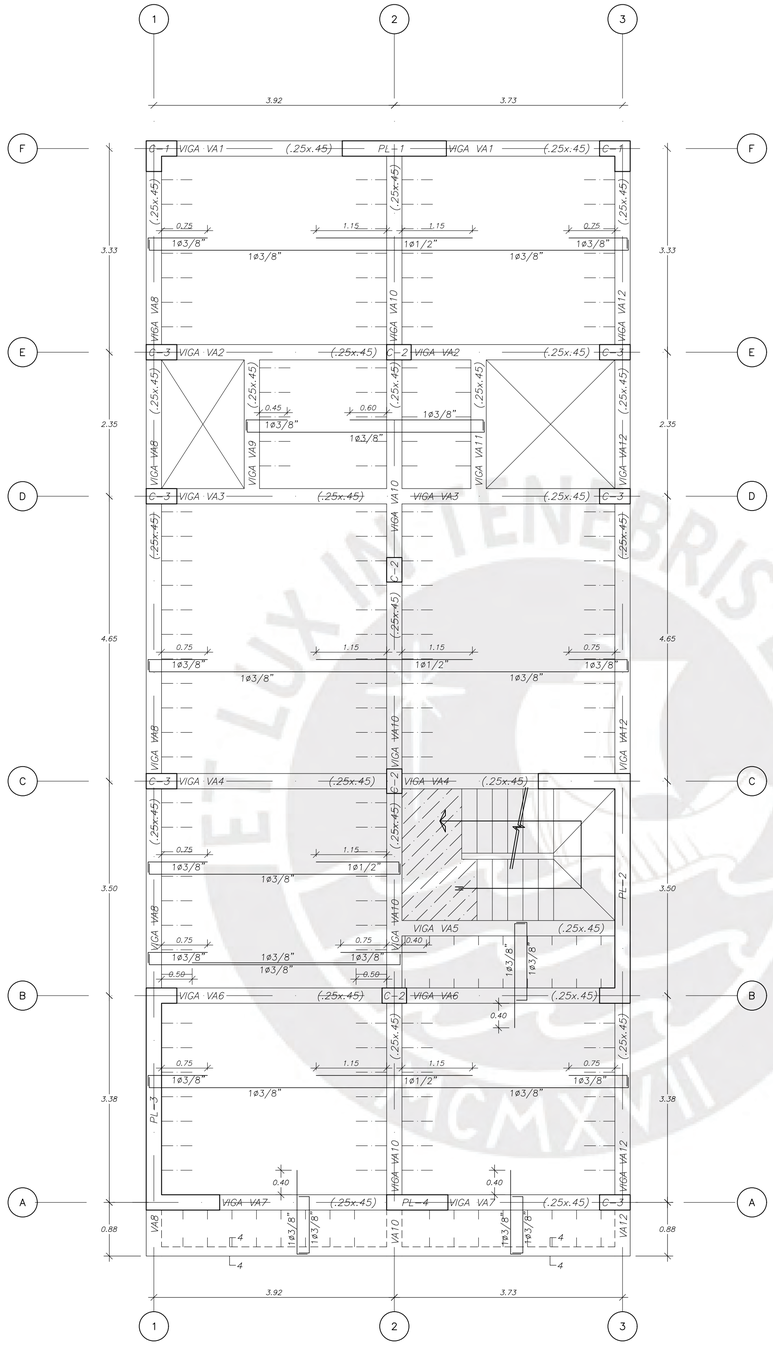
CORTE 3–3



2ø3/8"
⟦ø1/4":1@.05,rto.@.25

CORTE 4–4

PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Encofrado de la Planta Típica	E-05
Escalas: 1:50 (planta) 1:25 (cortes)	



ENCOFRADO TECHO 5

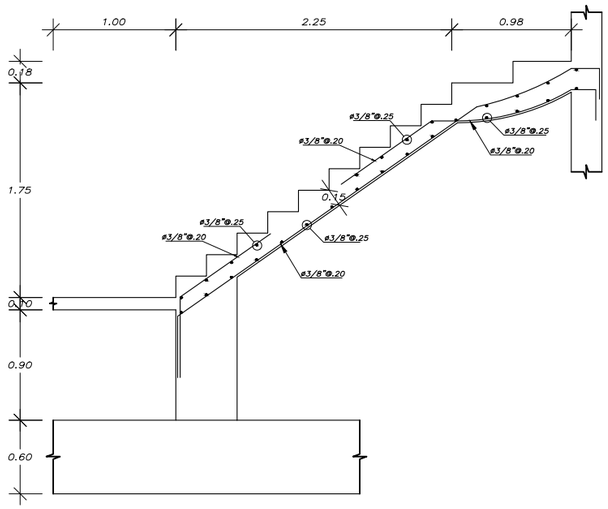
LOSA MACIZA e=0.20 m

LOSA ALIGERADA e=0.20 m

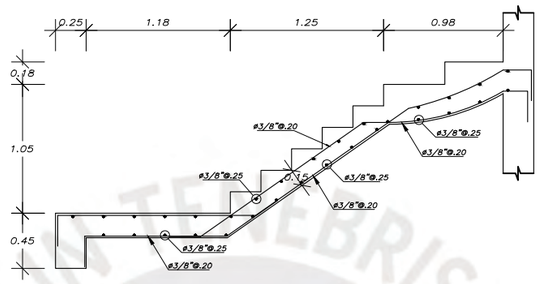
2ø3/8"
[ø1/4":1@.05,rto.@.25

CORTE 4-4

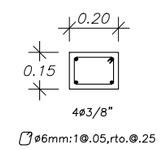
PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Encofrado de la Azotea	E-06
Escalas: 1:50 (planta) 1:25 (cortes)	



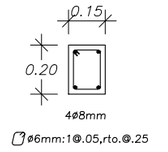
1ER TRAMO DE ESCALERA PISO 1



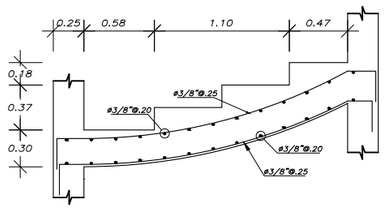
1ER TRAMO DE ESCALERA PISO TIPICO



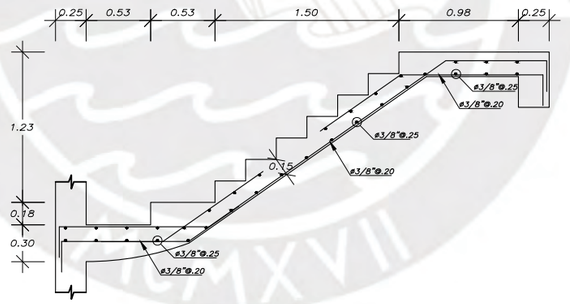
COLUMNETA



VIGA SOLERA

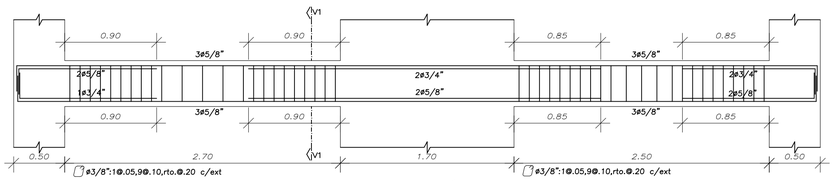


2DO TRAMO DE ESCALERA

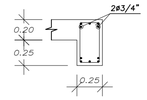


3ER TRAMO DE ESCALERA

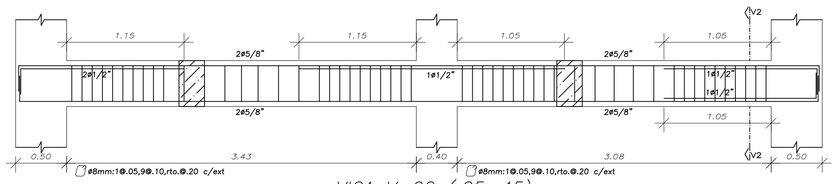
PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Escaleras y Otros Detalles	E-07
Escalas: 1:50 (Escalera) 1:25 (Detalles)	



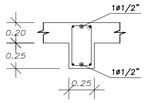
VIGA V–01 (.25x.45)



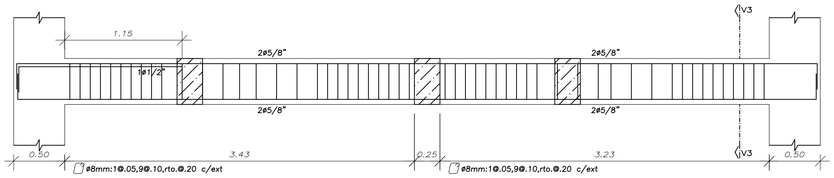
CORTE V1–V1



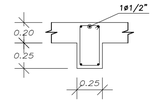
VIGA V–02 (.25x.45)



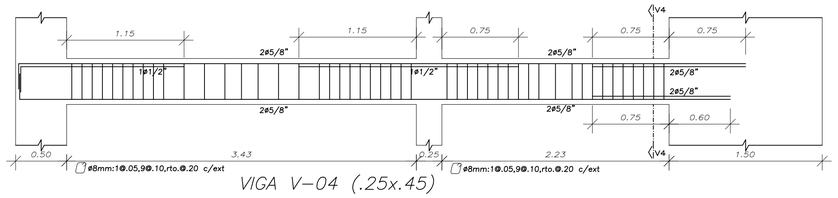
CORTE V2–V2



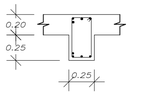
VIGA V–03 (.25x.45)



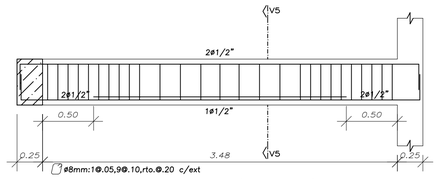
CORTE V3–V3



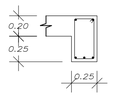
VIGA V–04 (.25x.45)



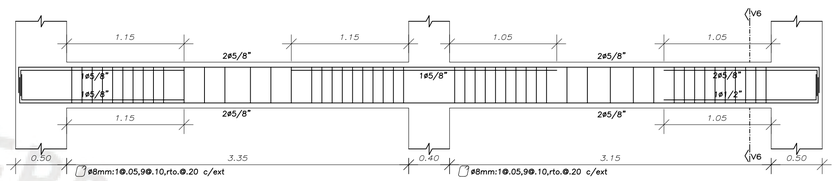
CORTE V4–V4



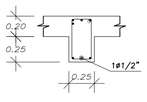
VIGA V–05 (.25x.45)



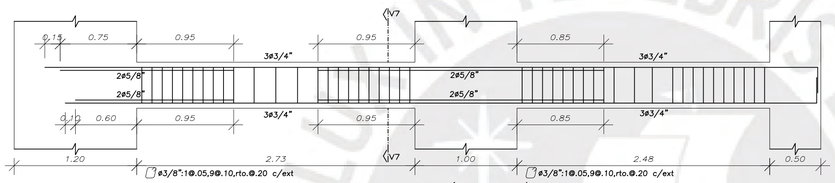
CORTE V5–V5



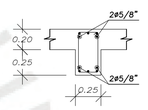
VIGA V–06 (.25x.45)



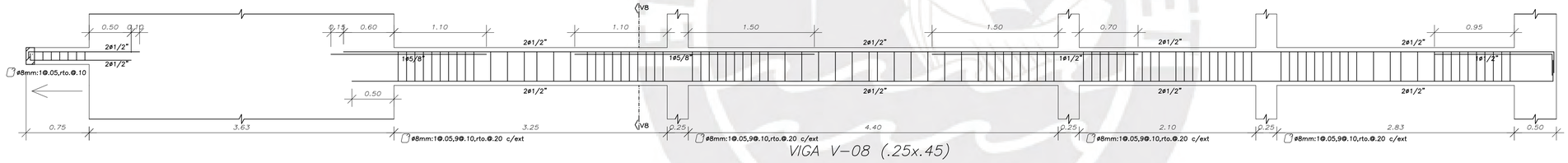
CORTE V6–V6



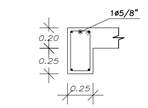
VIGA V–07 (.25x.45)



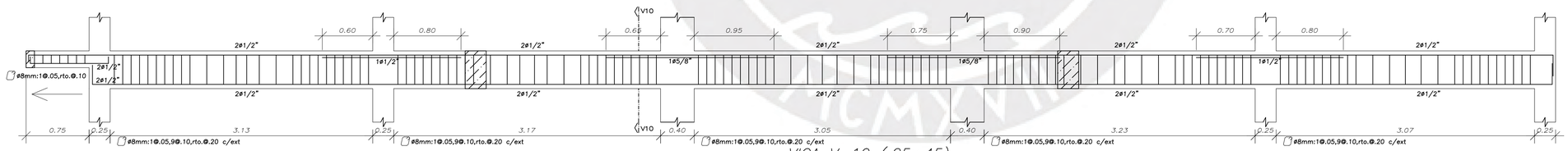
CORTE V7–V7



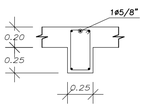
VIGA V–08 (.25x.45)



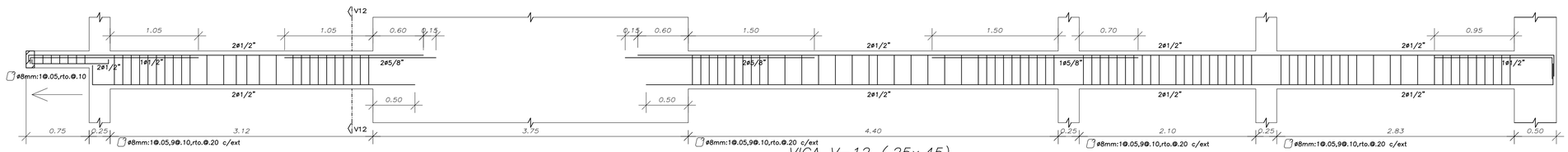
CORTE V8–V8



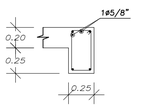
VIGA V–10 (.25x.45)



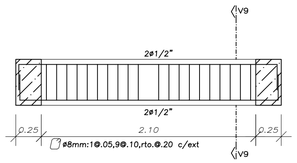
CORTE V10–V10



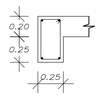
VIGA V–12 (.25x.45)



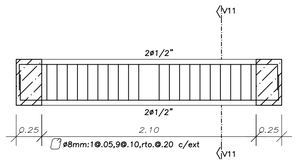
CORTE V12–V12



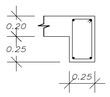
VIGA V–09 (.25x.45)



CORTE V9–V9

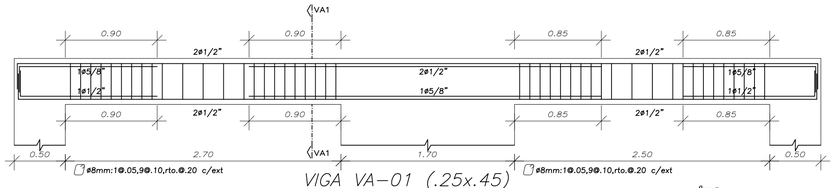


VIGA V–11 (.25x.45)

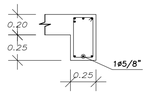


CORTE V11–V11

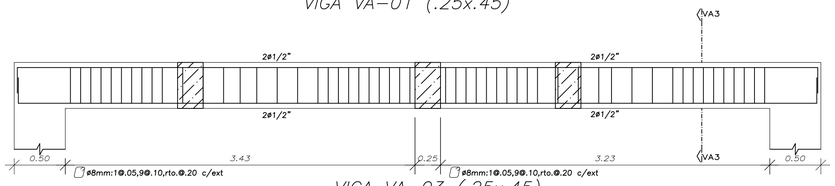
PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Vigas del Piso Típico	E-08
Escala: 1:30	



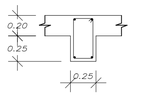
VIGA VA–01 (.25x.45)



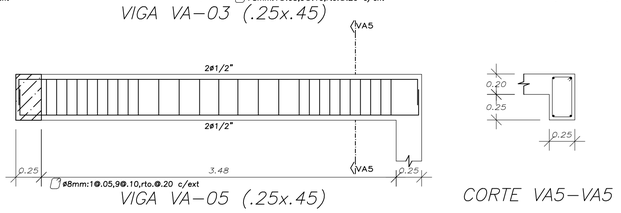
CORTE VA1–VA1



VIGA VA–03 (.25x.45)

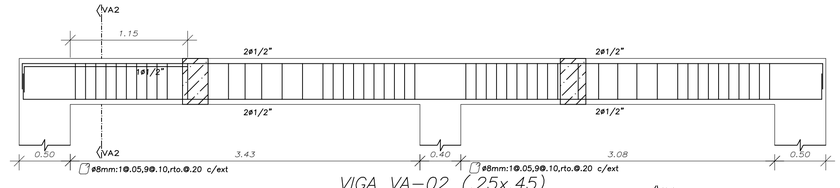


CORTE VA3–VA3

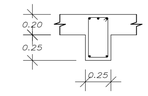


VIGA VA–05 (.25x.45)

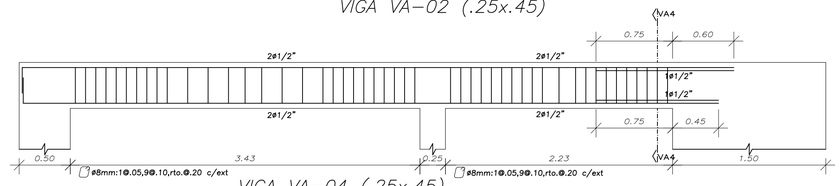
CORTE VA5–VA5



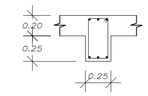
VIGA VA–02 (.25x.45)



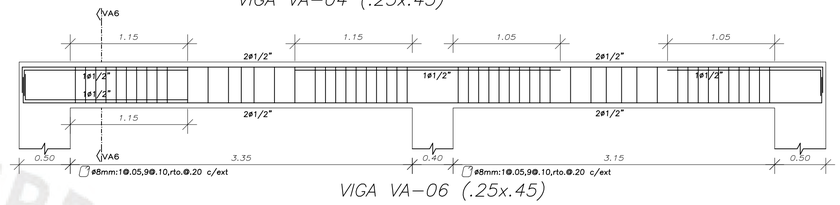
CORTE VA2–VA2



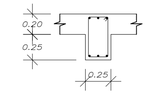
VIGA VA–04 (.25x.45)



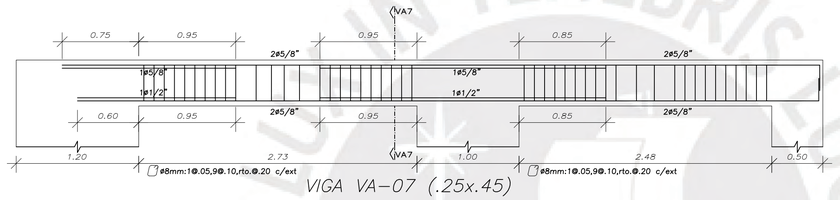
CORTE VA4–VA4



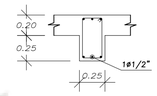
VIGA VA–06 (.25x.45)



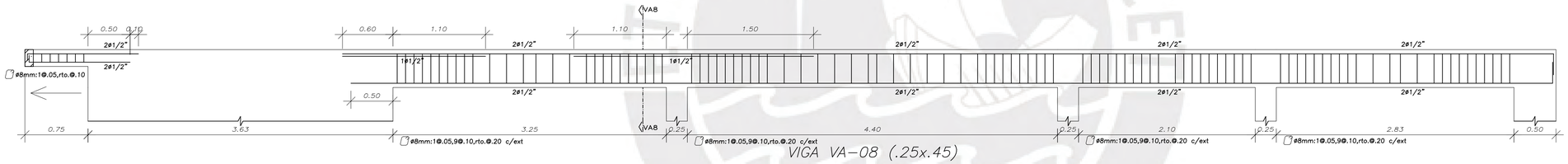
CORTE VA6–VA6



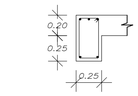
VIGA VA–07 (.25x.45)



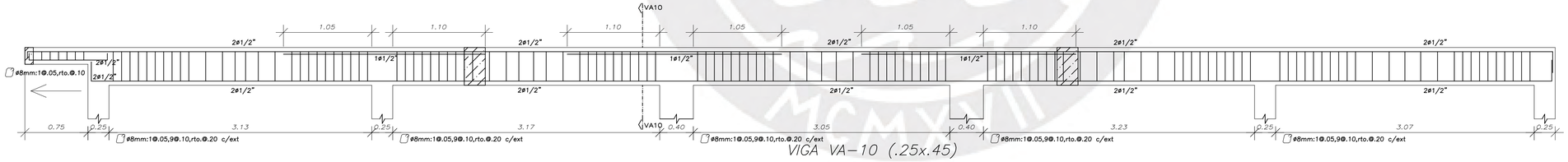
CORTE VA7–VA7



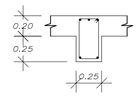
VIGA VA–08 (.25x.45)



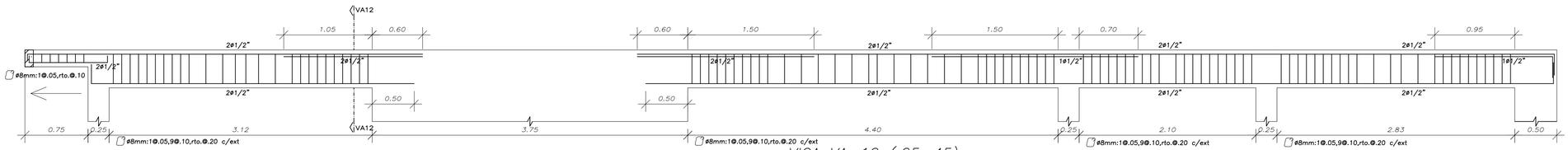
CORTE VA8–VA8



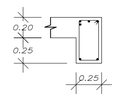
VIGA VA–10 (.25x.45)



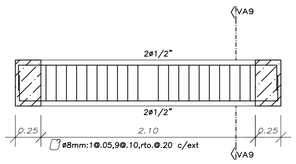
CORTE VA10–VA10



VIGA VA–12 (.25x.45)

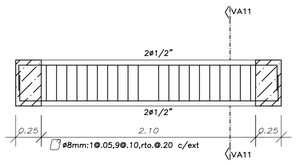


CORTE VA12–VA12

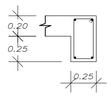


VIGA VA–09 (.25x.45)

CORTE VA9–VA9

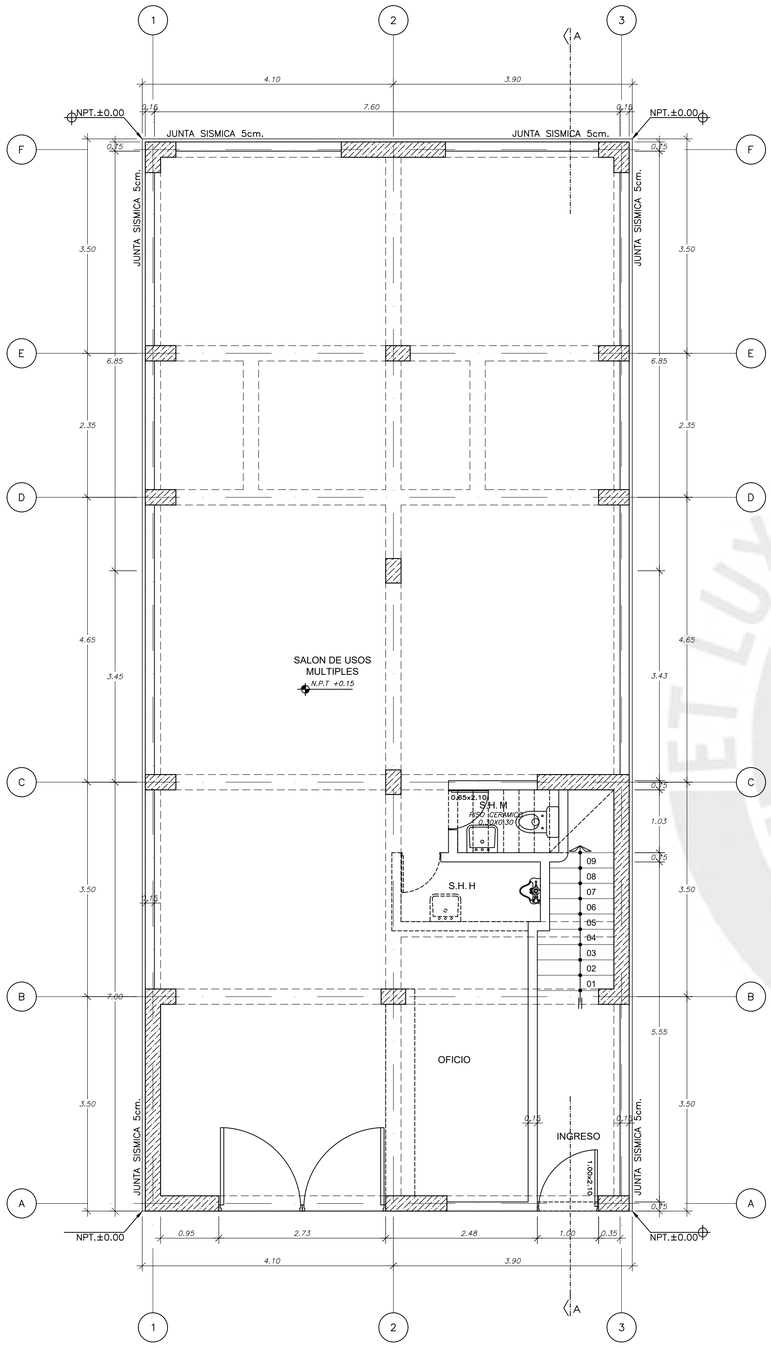


VIGA VA–11 (.25x.45)

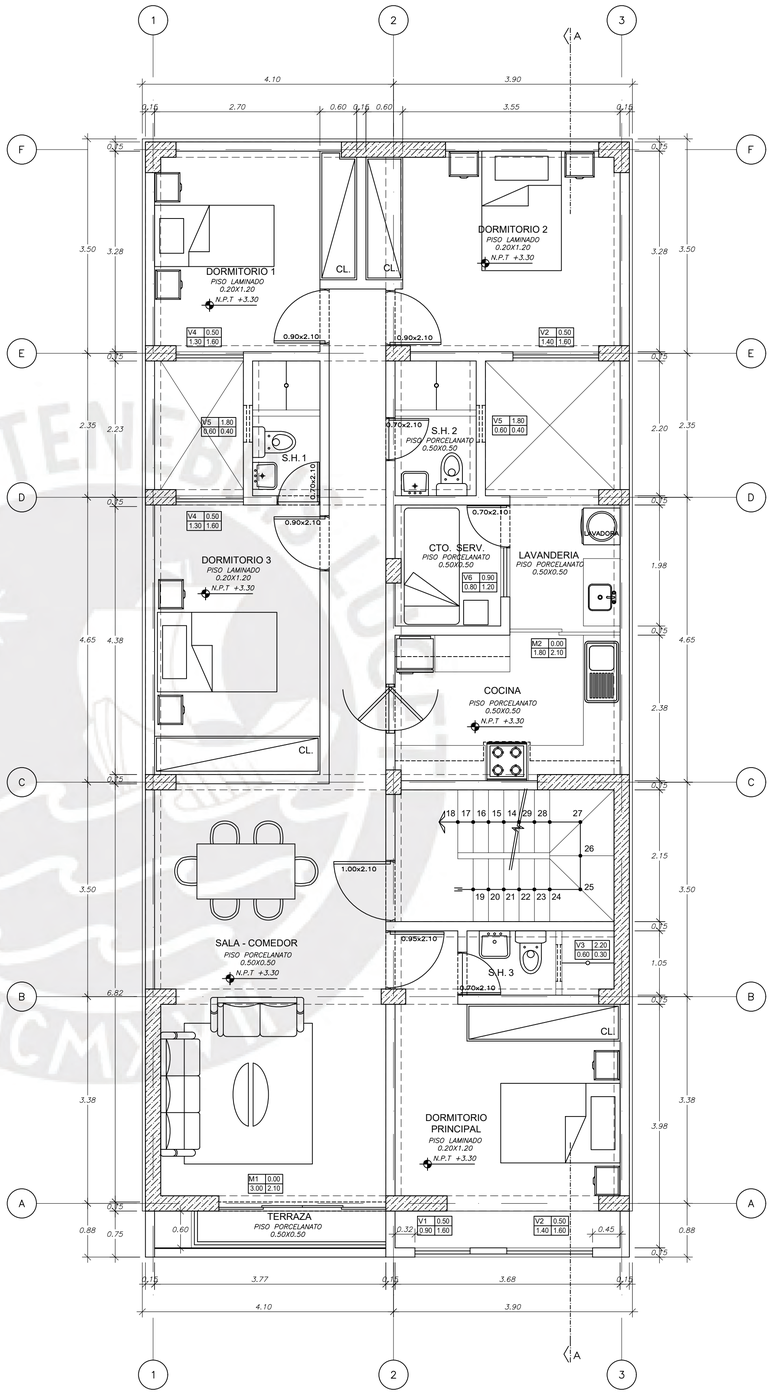


CORTE VA11–VA11

PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Vigas de la Azotea	E-09
Escala: 1:30	

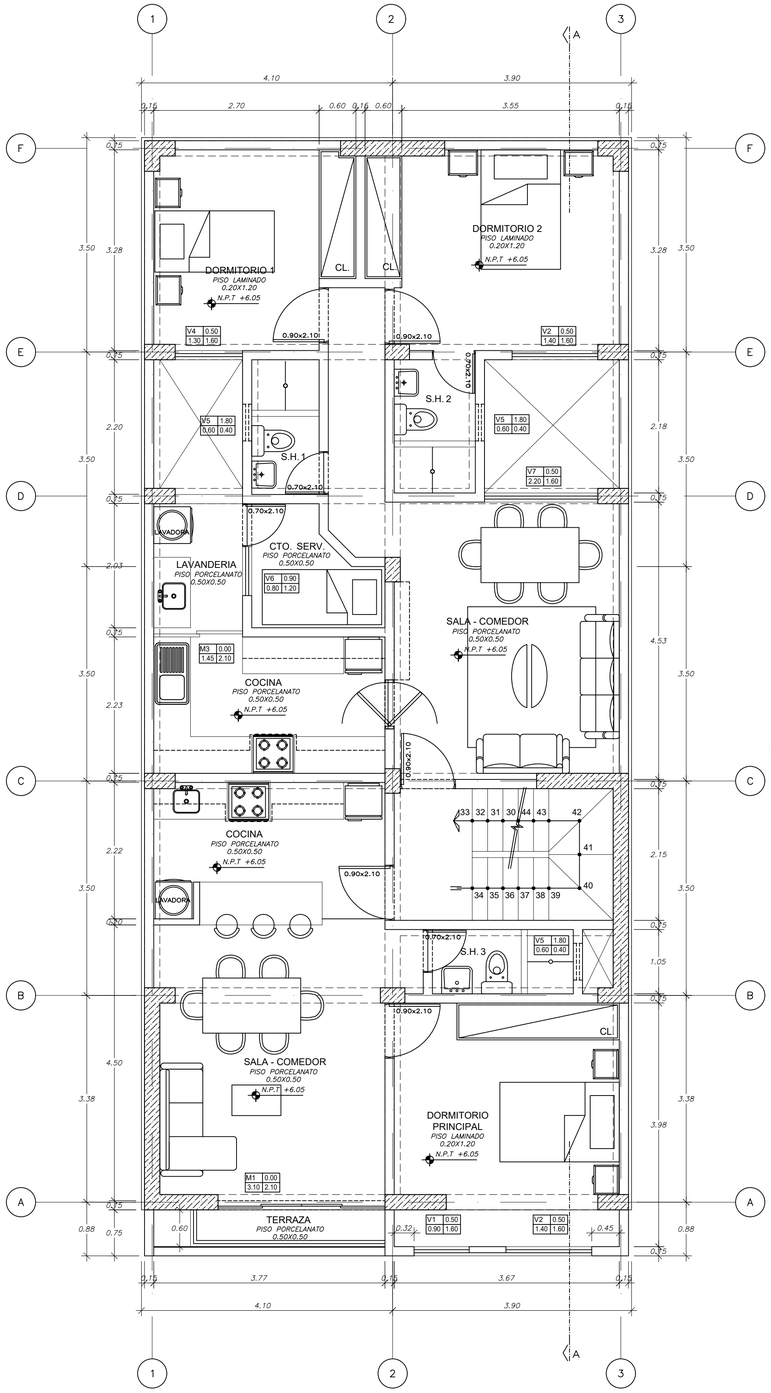


PLANTA 1ER. PISO

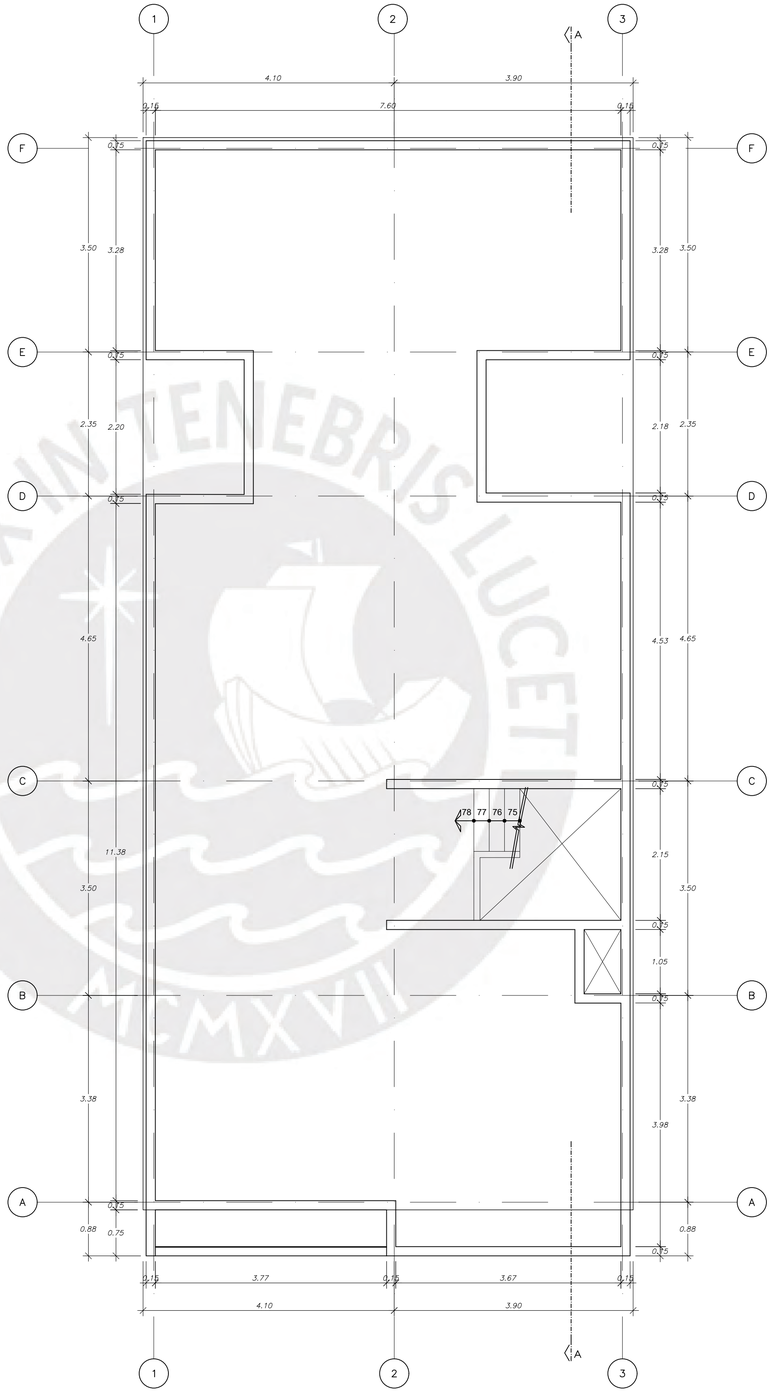


PLANTA 2DO. PISO

PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Plantas del Primer y Segundo Piso	A-01
Escala: 1:50	

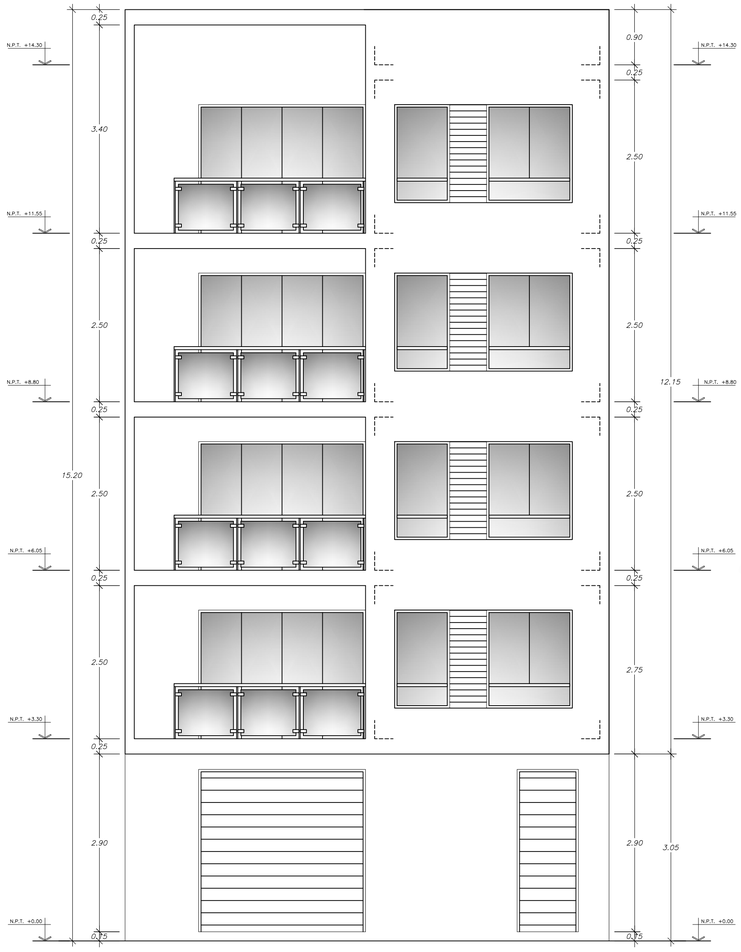


PLANTA 3ER. A 5TO. PISO

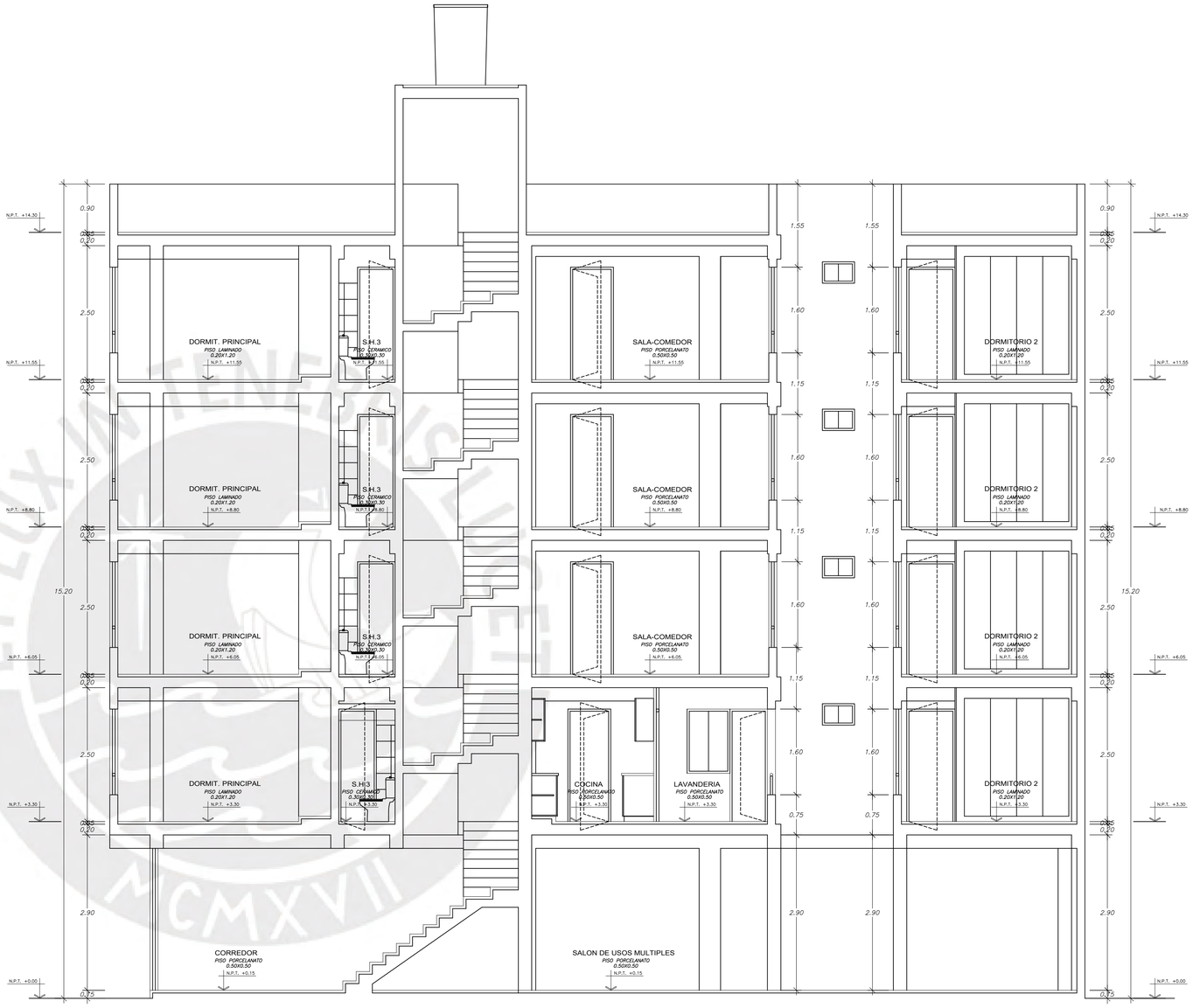


PLANTA AZOTEA

PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Plantas del Piso Típico y la Azotea	A-02
Escala: 1:50	



ELEVACION PRINCIPAL



CORTE A-A

PUCP	Trabajo de Tesis
Alumno: Nicolás Sebastián Ocampo Prelle	
Título del plano: Elevación Principal y Corte	A-03
Escala: 1:50	