

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS
UBICADO EN EL DISTRITO DE SURCO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Lady Teresa Quispe Humpire

ASESOR:

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, Noviembre, 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

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE SURCO


del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

Lady Teresa Quispe Humpire

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 25/11/2025.
- 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, 26/11/2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Mejía Trejo, Paulo Israel</u>	
DNI:46416316	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-9829-7735	

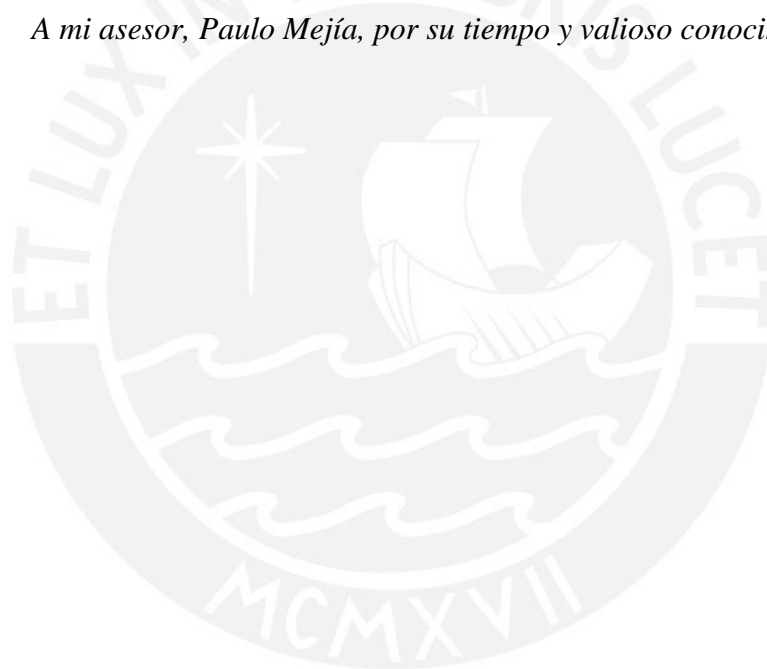
*A mis padres, Primi y Walter, a quienes amo profundamente y agradezco por todo su amor,
respaldo y confianza permanente a lo largo de mi camino*

*A mi querida hermana, Madily, por su paciencia, firmeza, y porque en ella encuentro mi
ancla en tierra*

A mi abuela Eulalia, por sus sabios consejos y conocimientos

A mis amigos, por escucharme, leerme y motivarme tanto

A mi asesor, Paulo Mejía, por su tiempo y valioso conocimiento brindado



RESUMEN

El presente estudio desarrolla el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado, localizado en el distrito de Surco, Lima. La edificación está conformada por seis niveles: en el primero se disponen los estacionamientos vehiculares y la sala de espera, y el resto de pisos se destinan a departamentos.

El área del terreno es de 398 m², y en cada nivel se construyen aproximadamente 239 m². El suelo posee una capacidad portante de 4.00 kg/cm², definiéndose un nivel de cimentación a 1.50 m desde la superficie natural.

El sistema estructural considerado corresponde a muros de concreto reforzados con columnas, lo que garantiza el comportamiento propio de un sistema de muros estructurales. Losas aligeradas y macizas conforman los entrepisos, las cuales funcionan como diafragmas rígidos. La cimentación adoptada es superficial, ya que lo conforman zapatas aisladas, combinadas, conectadas por vigas de cimentación y cimientos corridos.

Para evaluar la respuesta frente a cargas gravitacionales y sísmicas, se elaboró un modelo en tercera dimensión en el programa ETABS, incorporando los principales elementos estructurales. Los resultados obtenidos muestran que tanto los desplazamientos como las derivas se mantienen dentro de los valores permitidos. El análisis y diseño se realizó conforme al Reglamento Nacional de Edificaciones y las normas que lo integran.

En la tesis se desarrollan los criterios de estructuración, el proceso de predimensionamiento, la estimación de cargas, el análisis sísmico, así como el diseño de los distintos elementos estructurales y de las cimentaciones.

INDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Objetivos.....	1
1.1.1. Objetivo general	1
1.1.2. Objetivo específico.....	1
1.2. Características principales	1
1.3. Normas aplicadas.....	2
1.4. Antecedentes.....	3
1.5. Justificación.....	3
1.6. Alcances y limitaciones	4
CAPÍTULO 2: CRITERIO DE ESTRUCTURACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO	
PRELIMINAR	5
2.1. Criterios adoptados para la estructuración	5
2.2. Predimensionamiento.....	7
2.2.1. Dimensionamiento preliminar de losas aligeradas.....	7
2.2.2. Dimensionamiento preliminar de losas macizas	7
2.2.3. Dimensionamiento preliminar de vigas peraltadas	8
2.2.4. Dimensionamiento preliminar de vigas chatas	8
2.2.5. Dimensionamiento preliminar de columnas.....	9
2.2.6. Dimensionamiento preliminar de placas estructurales.....	10
CAPÍTULO 3: MODELADO Y EVALUACIÓN SÍSMICA.....	12
3.1. Consideraciones generales para el análisis sísmico	12

3.2. Parámetros Sísmicos	13
3.2.2. Determinación de la zonificación sísmica.....	13
3.2.2. Condiciones geotécnicas	13
3.2.3. Factor de amplificación sísmica.....	14
3.2.4. Clasificación del edificio y factor de uso.....	14
3.2.5. Sistema resistente y coeficiente básico de reducción de la demanda sísmica (Ro)	14
3.2.6. Evaluación de la irregularidad estructural.....	15
3.3. Modelo en software del sistema estructural.....	17
3.4. Análisis mediante modos de vibración	20
3.5. Evaluación estática de la acción sísmica.....	21
3.5.1. Estimación del peso de la estructura	22
3.5.2. Cálculo de la fuerza cortante basal.....	22
3.5.3. Distribución vertical de la cortante sísmica	23
3.5.4. Determinación del periodo fundamental de vibración	24
3.6. Análisis dinámico de la estructura	24
3.6.1. Espectro de diseño adoptado.....	24
3.6.2. Combinación espectral.....	25
3.6.3. Fuerza cortante mínima.....	25
3.7. Revisión y corroboración de resultados	26
3.7.1. Verificación del sistema estructural	27
3.7.2. Comprobación de regularidad estructural	28
3.8. Determinación de desplazamientos laterales	31
3.9. Revisión de derivas sísmicas permitidas.....	32

3.10. Junta de separación sísmica requerida	33
CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS.....	34
4.1. Diseño de losas aligeradas	34
4.1.1. Diseño por flexión.....	34
4.1.2. Diseño por corte	35
4.1.3. Evaluación de fisuraciones.....	35
4.1.4. Evaluación de deflexiones	36
4.1.5. Caso práctico de losa aligerada.....	37
4.2. Diseño de losas macizas.....	44
4.2.1. Diseño por flexión.....	44
4.2.2. Diseño por corte	45
4.2.3. Evaluación de deflexiones	45
4.2.4. Caso práctico de losa maciza	46
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS.....	49
5.1. Generalidades.....	49
5.2. Diseño por flexión.....	50
5.3. Corte de refuerzo y gancho estándar.....	50
5.4. Diseño por corte.....	53
5.5. Evaluación de fisuraciones.....	54
5.6. Evaluación de deflexiones	54
5.7. Caso práctico de diseño de viga.....	55
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS.....	79
6.1. Generalidades.....	79

6.2. Diseño por flexocompresión	79
6.3. Diseño por corte.....	80
6.4. Caso práctico para el diseño de columna	82
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS	89
7.1. Generalidades.....	89
7.2. Diseño por flexocompresión	90
7.3. Diseño por corte.....	90
7.4. Núcleos confinados.....	92
7.5. Caso práctico para el diseño de placa	93
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	109
8.1. Generalidades.....	109
8.2. Diseño de zapatas aisladas	110
8.2.2. Dimensionamiento de zapatas aisladas	110
8.2.2. Verificación de corte.....	111
8.2.3. Evaluación de corte por punzonamiento.....	112
8.2.4. Diseño por flexión.....	113
8.3. Diseño de zapatas combinada	113
8.3.1. Caso práctico para el diseño de zapata combinada	114
8.4. Diseño de zapatas conectadas	120
8.4.1. Caso práctico para el diseño de zapata conectada.....	121
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS.....	133
9.1. Ejemplo de diseño de escaleras.....	133
COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	137

BIBLIOGRAFÍA..... 140

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Propiedades de la tabiquería y viga chata estimada.....	8
Tabla 2 Valor de parámetros para el predimensionamiento de placas.....	10
Tabla 3 Área de placas en las direcciones X e Y.....	11
Tabla 4 Análisis modal tridimensional obtenido del ETABS.....	20
Tabla 5 Peso parcial y total de la edificación.....	22
Tabla 6 Determinación de la fuerza cortante basal estática para las direcciones X y Y.....	23
Tabla 7 Distribución por nivel de fuerzas estáticas en ambas direcciones.....	23
Tabla 8 Resultados del periodo fundamental y de la masa participativa según el análisis tridimensional y el análisis traslacional.....	24
Tabla 9 Valores de cortante basal de diseño y factor de escalamiento en ambas direcciones.....	26
Tabla 10 Porcentaje de la fuerza cortante basal resistida por los muros en ambas direcciones.....	27
Tabla 11 Comparación de las rigideces entre los pisos.....	28
Tabla 12 Comparación de las masas entre los pisos.....	29
Tabla 13 Centro de masa y rigidez de la estructura.....	30
Tabla 14 Comprobación de irregularidad torsional en la dirección X-X.....	30
Tabla 15 Comprobación de irregularidad torsional en la dirección Y-Y.....	30
Tabla 16 Desplazamientos laterales máximos.....	31
Tabla 17 Deriva de cada nivel.....	32
Tabla 18 Aceros mínimos y máximos para losas aligeradas comunes.....	34
Tabla 19 Resumen del metrado de cargas aplicado en la losa aligerada.....	37
Tabla 20 Diseño por flexión para momento positivo de losa aligerada.....	39
Tabla 21 Diseño por flexión para momento negativo de losa aligerada.....	39
Tabla 22 Cálculo de parámetro “Z” para vigueta.....	41
Tabla 23 Cálculo de la inercia efectiva promedio.....	42

Tabla 24 Cálculo de deflexión inmediata y diferida debido a la carga muerta.....	42
Tabla 25 Cálculo de deflexión inmediata y diferida debido a la carga viva.	43
Tabla 26 Metrado de cargas para losa maciza.	46
Tabla 27 Resumen del diseño por flexión para momento positivo de losa maciza.	47
Tabla 28 Resumen del diseño por flexión para momento negativo de losa maciza.....	47
Tabla 29 Longitud de desarrollo en tracción para aceros inferiores y superiores.....	51
Tabla 30 Longitudes de desarrollo con gancho estándar para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	52
Tabla 31 Cálculo del diseño de flexión para la viga VT-02.	56
Tabla 32 Fuerzas cortantes a partir de la envolvente a una distancia “d” de la viga VP-02.	59
Tabla 33 Cálculo de parámetro “Z” para viga.	62
Tabla 34 Cálculo del diseño de flexión para primer tramo de VP-07.	66
Tabla 35 Cálculo del diseño de flexión para segundo tramo de VP-07.	66
Tabla 36 Cálculo del diseño de flexión para tercer tramo de VP-07.....	66
Tabla 37 Fuerzas cortantes a partir de la envolvente a una distancia “d” de la viga VP-07.	70
Tabla 38 Cortante últimas de diseño para cada tramo.	73
Tabla 39 Cálculo de parámetro “Z” para primer tramo de la viga VP-07.	75
Tabla 40 Cálculo de parámetro “Z” para segundo tramo de la viga VP-07.....	75
Tabla 41 Cálculo de parámetro “Z” para tercer tramo de la viga VP-07.	75
Tabla 42 Cálculo de la inercia efectiva promedio para carga muerta.	76
Tabla 43 Cálculo de deflexión inmediata y diferida debido a la carga muerta.....	77
Tabla 44 Cálculo de deflexión inmediata y diferida debido a la carga viva.	77
Tabla 45 Verificación de deflexión para cada tramo de la viga VP-07.	78
Tabla 46 Cargas obtenidas para la columna CL-04 en el primer nivel.	82
Tabla 47 Combinación de cargas de la columna CL-04 para el primer nivel.....	83
Tabla 48 Momentos nominales relacionados con las cargas axiales de la columna CL-04.....	86
Tabla 49 Combinaciones de cargas para determinar V_u (ton) amplificando el sismo por 2.5.	87
Tabla 50 Cargas obtenidas del análisis estructural de la columna PL-04 en el primer piso.	93
Tabla 51 Combinación de cargas de la columna PL-04 para el primer piso.....	94

Tabla 52 Datos para el cálculo de la distancia “c” del bloque de compresiones.	96
Tabla 53 Cargas obtenidas del análisis estructural de la columna PL-08 en el primer piso.	101
Tabla 54 Combinación de cargas de la columna PL-08 para el primer piso.....	102
Tabla 55 Datos para el cálculo de la distancia “c” del bloque de compresiones.	104
Tabla 56 Cargas gravitacionales y sísmicas de la placa PL-02.....	115
Tabla 57 Cargas gravitacionales y sísmicas de la placa PL-04.....	115
Tabla 58 Cargas gravitacionales y sísmicas resultantes en el centro geométrico.	115
Tabla 59 Validación de los esfuerzos en la zapata combinada.	116
Tabla 60 Cargas gravitacionales y sísmicas de la placa PL-03.....	122
Tabla 61 Cargas gravitacionales y sísmicas resultantes en el centro de gravedad de cargas de las placas PL-02 y PL-04.....	122
Tabla 62 Cargas gravitacionales y sísmicas de la placa PL-05.....	122
Tabla 63 Cálculo de las presiones (ton/m ²) en las zapatas para el caso sin sismo.	124
Tabla 64 Cálculo de las presiones (ton/m ²) en las zapatas para la segunda verificación.	125
Tabla 65 Cálculo de las presiones en las zapatas para la tercera verificación.	126
Tabla 66 Cálculo de las presiones en las zapatas para la cuarta verificación.	127
Tabla 67 Esfuerzos máximos y últimos de la zapata conectada evaluada.	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Predimensionamiento de la columna en L.....	9
Figura 2 Representación tridimensional del edificio desarrollada en el software ETABS.	18
Figura 3 Espectro de pseudoaceleraciones $S_a(g)$ vs $T(s)$	19
Figura 4 Casos de alternancia de carga viva para losa aligerada.	38
Figura 5 DMF para cada caso de alternancia.	38
Figura 6 DFC para cada caso de alternancia.....	39
Figura 7 DMF (ton.m) bajo cargas de servicio para cada caso de alternancia en la vigueta.	41
Figura 8 Esquema de losa aligerada analizada.....	44
Figura 9 DMF para losa maciza y losa aligerada adyacente.....	46
Figura 10 DFC para losa maciza y losa aligerada adyacente.....	47
Figura 11 Esquema de losa maciza analizada.....	49
Figura 12 Esquema ilustrativo de las consideraciones que deben tenerse en cuenta para el corte del acero superior e inferior en vigas.....	52
Figura 13 Anclaje con gancho estándar.....	53
Figura 14 Ubicación en planta de la viga VP-02.....	55
Figura 15 Envoltorio de momentos flectores (ton.m) de la viga analizada VP-02.....	55
Figura 16 Envoltorio de fuerzas cortantes (ton) de la viga analizada VP-02.....	56
Figura 17 Puntos teóricos de corte para bastones de la viga VP-02.....	57
Figura 18 Momentos nominales en sentido antihorario.....	60
Figura 19 Momentos nominales en sentido horario.....	60
Figura 20 Envoltorio de fuerzas cortantes (ton) para el caso con sismo amplificado por 2.5.....	60
Figura 21 DMF (ton.m) bajo cargas de servicio en la viga VP-02.....	62
Figura 22 Esquema final de la viga peraltada VP-02.....	63
Figura 23 Ubicación en planta de la viga VP-07.....	64
Figura 24 Envoltorio de DMF (ton.m) de la viga analizada VP-07.....	64
Figura 25 Envoltorio de DFC (ton) de la viga analizada VP-07.....	65

Figura 26 Puntos teóricos de corte para bastones superiores e inferiores del 1er tramo de la viga VP-07.	67
Figura 27 Puntos teóricos de corte para bastones superiores e inferiores del 2do tramo de la viga VP-07.	68
Figura 28 Puntos teóricos de corte para bastones superiores e inferiores del 3er tramo de la viga VP-07.	68
Figura 29 Momentos nominales en sentido antihorario.	72
Figura 30 Momentos nominales en sentido horario.	72
Figura 31 Envoltorio de DFC (ton) para el caso con sismo amplificado por 2.5.	73
Figura 32 DMF (ton.m) bajo cargas de servicio en la viga VP-07.	74
Figura 33 Esquema final del primer tramo de la viga peraltada VP-07.	78
Figura 34 Esquema final del segundo tramo de la viga peraltada VP-07.	78
Figura 35 Esquema final del tercer tramo de la viga peraltada VP-07.	79
Figura 36 Esquema conceptual del diagrama de interacción para columnas sometidas a flexocompresión.	80
Figura 37 Ubicación de columna CL-04.	82
Figura 38 Armado preliminar de la sección transversal de la columna CL-04.	84
Figura 39 Diagrama de interacción en la dirección X de la columna CL-04 en el primer piso.	84
Figura 40 Diagrama de interacción en la dirección Y de la columna CL-04 en el primer piso.	85
Figura 41 Esquema final de la columna CL-04.	89
Figura 42 Ubicación de la placa PL-04.	93
Figura 43 Distribución de acero para el cálculo de la longitud “c” del bloque de compresiones de la placa PL-04.	95
Figura 44 Diagrama de interacción de la placa PL-04 en dirección X.	97
Figura 45 Diagrama de interacción de la placa PL-04 en dirección Y.	98
Figura 46 Esquema final de placa PL-04 del primer al segundo piso.	100
Figura 47 Esquema final de placa PL-04 del segundo al cuarto piso.	100
Figura 48 Esquema final de placa PL-04 del quinto al sexto piso.	100

Figura 49 Ubicación de la placa PL-08.....	101
Figura 50 Distribución de acero para el cálculo de la longitud “c” del bloque de compresiones de la placa PL-08.	104
Figura 51 Diagrama de interacción de la placa PL-08 en dirección X.	106
Figura 52 Diagrama de interacción de la placa PL-08 en dirección Y.	106
Figura 53 Esquema final de la placa PL-08 del primer piso al segundo piso.	108
Figura 54 Esquema final de la placa PL-08 del tercer piso al quinto piso.	108
Figura 55 Esquema final de la placa PL-08 del sexto piso.	109
Figura 56 Área tributaria y sección crítica en la falla por corte.....	111
Figura 57 Esquema de área tributaria y perímetro crítico para la verificación de punzonamiento...	112
Figura 58 Zapatas combinadas con y sin excentricidad.....	114
Figura 59 Ubicación de la zapata combinada en planta.....	114
Figura 60 Volado crítico para diseño por cortante.....	117
Figura 61 Área crítica de la sección para diseño por punzonamiento de la placa sobre la zapata. ...	118
Figura 62 Esquema final de la zapata combinada.....	120
Figura 63 Planta y elevación de una zapata conectada.	121
Figura 64 Ubicación de la zapata conectada a lo largo del eje 2.	121
Figura 65 Modelo isostático de la zapata conectada para la primera verificación.....	123
Figura 66 Verificación de presiones para el caso sin sismo en software SAFE.	124
Figura 67 Modelo isostático de la zapata conectada para la segunda verificación.	125
Figura 68 Verificación de presiones para el caso con sismo antihorario en software SAFE.	126
Figura 69 Modelo isostático de la zapata conectada para la segunda verificación.	126
Figura 70 Verificación de presiones para el caso con sismo antihorario en software SAFE.	127
Figura 71 Verificación de presiones para el caso con sismo antihorario en software SAFE.	128
Figura 72 Modelo isostático de la viga de cimentación.....	130
Figura 73 DFC de la viga de cimentación.....	131
Figura 74 DMF de la viga de cimentación.....	131
Figura 75 Esquema final en planta de la zapata conectada VC-02.....	132

Figura 76 Esquema final en elevación de la zapata conectada VC-02.....	132
Figura 77 Esquema de carga última distribuida sobre primer tramo de la escalera.....	135
Figura 78 DFC (ton) y DMF (ton.m) del primer tramo de la escalera.....	135
Figura 79 Esquema final del primer tramo de la escalera.....	136



CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo general

Realizar el análisis y diseño estructural en concreto armado de elementos verticales y horizontales de un edificio multifamiliar, a partir de un plano arquitectónico definido.

1.1.2. Objetivo específico

- Definir la estructuración y realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Efectuar el metrado de cargas correspondiente a los elementos estructurales.
- Ejecutar el análisis sísmico mediante métodos estáticos y dinámicos.
- Diseñar los elementos estructurales conforme a la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado.
- Elaborar los planos estructurales de acuerdo con los resultados obtenidos en el diseño.

1.2. Características principales

La investigación aborda el estudio y la elaboración del diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado, situada en el distrito de Surco, Lima. La edificación se desarrolla en seis niveles: el primer piso se destina a estacionamientos vehiculares y una sala de espera, mientras que los demás albergan departamentos.

El predio donde se ubica el proyecto tiene un área de 398 m², de los cuales se edifican 236 m² por piso. El estudio geotécnico determinó una capacidad admisible de 4.00 kg/cm² y una profundidad de cimentación de 1.50 m medida desde la superficie del terreno.

El sistema resistente del edificio corresponde a un sistema basado en muros estructurales, ya que cuenta con muros y columnas. Los entrepisos están formados por losas aligeradas y losas macizas, que trabajan en una sola dirección y cumplen la función de diafragmas rígidos. La fundación adoptada es de tipo superficial y está conformada por zapatas aisladas y combinadas, además de vigas de cimentación y cimientos corridos.

El análisis del comportamiento estructural ante cargas verticales y sísmicas se llevó a cabo utilizando el programa ETABS, herramienta que posibilita representar la interacción entre los elementos en un modelo tridimensional. Este tipo de análisis resulta fundamental, ya que permite verificar el desempeño de la edificación bajo diferentes solicitaciones, asegurando que los desplazamientos y derivas se mantengan dentro de los rangos admisibles establecidos por la normativa vigente.

La tesis incluye los criterios de estructuración, el proceso de predimensionamiento, la estimación de cargas, la evaluación sísmica y el diseño tanto de los elementos estructurales como de las cimentaciones.

1.3. Normas aplicadas

El presente trabajo se elaboró siguiendo las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y el conjunto de normas técnicas que lo complementan. Estas regulaciones definen los criterios para la evaluación de cargas, el diseño sismorresistente, las consideraciones sobre suelos y cimentaciones, así como los lineamientos aplicables a las estructuras de concreto armado y albañilería. Con ello, el proyecto se enmarca dentro de los parámetros técnicos y legales vigentes, asegurando que el diseño estructural responda adecuadamente a los niveles de seguridad y calidad exigidos en Perú.

1.4. Antecedentes

Es importante resaltar que el Perú se localiza dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, zona reconocida por su elevada actividad sísmica (Guzmán y Tavera, 2016). Esta condición hace necesaria realizar un análisis estructural riguroso que asegure la estabilidad y seguridad del proyecto.

Las edificaciones multifamiliares suelen presentar configuraciones arquitectónicas repetitivas y distribuciones en planta que favorecen sistemas estructurales regulares en altura. En el caso del presente proyecto, la geometría del terreno, colindante con edificaciones vecinas en ambos lados, y la presencia del núcleo de ascensor condicionan la ubicación de elementos verticales portantes. Dichas características influyen en la forma en que se puede disponer la estructura, favoreciendo la inclusión de elementos que aporten rigidez lateral y controlen desplazamientos.

En el distrito de Surco, donde los edificios multifamiliares de mediana altura son comunes, resulta necesario adoptar sistemas estructurales adecuados y eficientes tanto desde el punto de vista técnico como constructivo. En este sentido, el presente proyecto verifica que la configuración estructural propuesta cumpla con los lineamientos normativos, realizando los ajustes necesarios para garantizar un desempeño adecuado frente a la acción sísmica.

1.5. Justificación

El distrito de Santiago de Surco es un entorno urbano consolidado con creciente desarrollo de edificaciones multifamiliares de mediana altura. En este contexto, la seguridad estructural frente a sismos adquiere relevancia, debido a la alta peligrosidad sísmica de la zona y a su elevada concentración de habitantes.

Para edificaciones de seis pisos es habitual evaluar alternativas estructurales que ofrezcan una buena respuesta frente a cargas laterales. Entre ellas, plantear placas en ambas direcciones

representa una opción técnica relevante por su capacidad para aportar rigidez y controlar desplazamientos, razón por la cual su análisis se considera pertinente dentro del desarrollo de esta investigación.

Además, la presente investigación aporta un desarrollo metodológico claro para el análisis, predimensionamiento y evaluación estructural de un edificio multifamiliar, lo cual resulta útil tanto para fines académicos como profesionales. El diseño propuesto se ajusta a la normativa vigente y busca optimizar el desempeño del sistema estructural, asegurando niveles adecuados de seguridad, funcionalidad y economía.

1.6. Alcances y limitaciones

Alcances

- El estudio abarca el diseño estructural completo de un edificio multifamiliar de seis niveles, ubicado en Santiago de Surco.
- Incluye el modelo estructural tridimensional del edificio, el análisis sísmico correspondiente y las verificaciones normativas vigentes.
- Se consideran los elementos principales del sistema: muros, columnas, vigas, losas y cimentaciones.
- El predimensionamiento de elementos se desarrolla como etapa preliminar para definir las características básicas del sistema.

Limitaciones

- El estudio se basa en información arquitectónica existente; no incluye modificaciones profundas a la configuración arquitectónica del proyecto.
- El análisis de suelos parte de parámetros generales, sin incorporar ensayos geotécnicos específicos para este trabajo.

CAPÍTULO 2: CRITERIO DE ESTRUCTURACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR

2.1. Criterios adoptados para la estructuración

Esta fase resulta fundamental en el análisis y diseño de un proyecto, pues en ella se estima la ubicación y orientación de los distintos componentes estructurales, verticales y horizontales, tomando como referencia el plano arquitectónico. Se recomienda que esta disposición sea lo más sencilla y clara posible, de manera que la respuesta sísmica obtenida en el modelo se aproxime a la del comportamiento real de la edificación (Blanco, 1994).

La estructuración propuesta en este trabajo se fundamenta en los lineamientos planteados por el ingeniero Antonio Blanco Blasco en su obra “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (1994), los cuales se resumen seguidamente:

- **Simplicidad y simetría**

Se propone una estructura sencilla, lo cual permite anticipar con mayor precisión la respuesta sísmica y facilita el proceso de diseño de los elementos. Así mismo, se busca mantener la simétrica en el eje Y, y una estructura lo más simétrica posible en el eje X, con el objetivo de disminuir la distancia entre el centro de masa y centro de rigidez. De esta forma, se evita la generación de efectos torsionales, los cuales podrían dificultar la evaluación estructural y podrían generar comportamientos críticos.

- **Resistencia y ductilidad**

La edificación se diseña para resistir adecuadamente las acciones sísmicas en ambas direcciones, disponiendo trayectorias continuas para la transmisión de cargas. Se adopta una resistencia menor a la máxima posible, complementándola con una adecuada ductilidad. Adicionalmente, se considera que las rótulas plásticas deben generarse en vigas antes que en columnas, a fin de garantizar un adecuado desempeño estructural.

- Hiperestaticidad y monolitismo

La disposición hiperestática de los elementos incrementa la capacidad de resistencia global y, al mismo tiempo, posibilita el desarrollo de rótulas plásticas que favorecen la disipación de energía sísmica.

- Uniformidad y continuidad de la estructura

La edificación presenta uniformidad y continuidad en planta y elevación, lo cual evita concentraciones de esfuerzos. Los elementos estructurales mantienen dimensiones constantes para todos los niveles, principalmente los elementos verticales, que tras un cambio brusco podrían originar irregularidades como piso blando.

- Rigidez lateral

La presencia de placas y columnas en ambas direcciones proporciona rigidez lateral, evitando deformaciones altas y daños en elementos no estructurales, así mismo, cuenta vigas peraltadas, las cuales trabajando conjuntamente reducen desplazamientos importantes.

- Losas como elementos integradores

El proyecto no contempla losas con aberturas extensas que comprometan su rigidez, lo que permite considerar a la edificación como un sistema estructural integrado.

- Elementos no estructurales

La estructura presenta mayor cantidad de muros, por lo tanto, los elementos estructurales no tienen gran influencia en la rigidez de la estructura.

- Cimentación

La cimentación se resolvió mediante zapatas unidas con vigas de cimentación, diseñadas para columnas y placas. El terreno presenta un suelo de buena capacidad portante y características homogéneas, por lo que los elementos verticales se han considerados empotrados en su base.

2.2. Predimensionamiento

Con la distribución inicial de los elementos estructurales ya definida, se procede a estimar sus dimensiones preliminares. El proceso de predimensionamiento se realizó basándose en los criterios y recomendaciones planteados por Blanco (1994), así mismo, se complementa con el Reglamento Nacional de Edificaciones. En el proceso de estimar dimensiones, se procura tener homogeneidad de valores para mismo elementos estructurales, ya que ello podría aminorar complicaciones en el proceso constructivo. Cabe mencionar que los dimensiones expuestas ayudarán a realizar un análisis estructural inicial; sin embargo, no son valores definitivos, ya que se verificará que cumplan con el diseño correspondiente.

2.2.1. Dimensionamiento preliminar de losas aligeradas

El espesor preliminar de estos elementos es de 20 cm cuando las luces no superan los 5.5 metros, mientras que, para rangos comprendidos entre 5 y 6.5 metros, se adoptan losas con un espesor de 25 cm. Se verificará que los espesores propuestos satisfagan los peraltes mínimos de acuerdo a la Tabla N° 9.1 de la Norma E.060, de no ser el caso se deberá verificar las deflexiones.

2.2.2. Dimensionamiento preliminar de losas macizas

También se han considerado dos losas macizas, que trabajan en una sola dirección, de altura de 20 cm, aunque la luz de esta requeriría una altura menor, se eligió la altura de 20 cm para brindar uniformidad con las losas aligeradas. Así mismo, se deberá verificar que la altura propuesta cumpla el peralte mínimo propuesto en la Tabla N° 9.1 de la Norma E.060, de no ser el caso se deberá verificar las deflexiones.

2.2.3. Dimensionamiento preliminar de vigas peraltadas

El peralte de las vigas se consideró entre la décima y doceava parte de la luz libre, en el caso de este proyecto, la luz más amplia es de 5.9 m, por lo que le correspondería un peralte de 49 a 60 cm; sin embargo, se cuentan con vigas de menor longitud, por lo que se propuso el uso de vigas de 25x45, 25x50, 30x50 y 30x65. Cabe mencionar que el ancho mínimo adoptado fue de 25 cm, conforme la norma, y en algunos casos de 30 cm. Adicionalmente, se realiza la verificación de las deflexiones, ya que todas las vigas cargan elementos no estructurales.

2.2.4. Dimensionamiento preliminar de vigas chatas

Por criterios arquitectónicos se recomienda que la altura de las vigas chatas coincida con el espesor de las losas aligeradas donde se ubican. En este proyecto, las losas presentan un peralte de 20 cm, entonces las vigas chatas de igual modo. El ancho de estas vigas está en función de las solicitaciones cortantes generadas por los tabiques que transmiten cargas sobre ellas.

Se muestran las propiedades correspondientes a la tabiquería y a las vigas chatas:

Tabla 1 Propiedades de la tabiquería y viga chata estimada.

Tabiquería		Viga Chata	
espesor (m)	0.15	ancho estimado (m)	0.25
altura (m)	2.6	longitud (m)	3.15
longitud (m)	3.15	peso específico (ton/m ³)	2.4
peso específico (ton/m ³)	1.35	f'c (kg/cm ²)	210

Nota. Producción propia.

A partir de la Tabla 1 donde la viga chata tiene un ancho estimado de 25 cm, se calcula una resistencia cortante de la viga mayor a la cortante última generada por las cargas, por lo tanto, la viga chata se establece con una dimensión de 25x20 cm.

2.2.5. Dimensionamiento preliminar de columnas

Debido a que se desea otorgar rigidez lateral a la estructura, se propone mayor cantidad de muros, por lo tanto, se puede decir que las columnas trabajarán principalmente de manera axial, además, estas se encontrarán en las esquinas de forma L por temas arquitectónicos. En ese caso, las columnas podrán ser predimensionadas usando la siguiente expresión:

$$\text{Área columnas} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35 \cdot f_{rc}} \quad (\text{Blanco, 1994})$$

Donde:

$$P_{\text{servicio}} = \text{Superficie tributaria} * \text{Carga aplicada en servicio} * N^{\circ} \text{pisos}$$

La carga aplicada en servicio se asume de 1.2 ton/m², lo cual considera carga muerta más viva en una vivienda. Seguidamente, se muestra el predimensionamiento de la columna C-01:

$$\text{Área columnas} = \frac{11 * 1200 * 6}{0.35 * 210} = 1080 \text{ cm}^2$$

Se colocará una columna en L de acuerdo a la siguiente geometría (ver Figura 1), la cual tiene un área de 2875 cm².

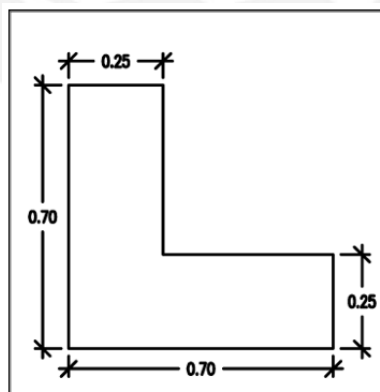


Figura 1 Predimensionamiento de la columna en L.

Producción propia.

2.2.6. Dimensionamiento preliminar de placas estructurales

En el caso de las placas, estas pueden ser de espesor de 15 cm; no obstante, se propone placas de 25 cm, con el fin de facilitar el anclaje con otros elementos estructurales. Dado que su función esencial es resistir las fuerzas laterales producto de los sismos y otorgar rigidez a la estructura, éstas deben distribuirse tanto en el eje X como eje Y dentro de las posibilidades arquitectónicas. Para corroborar que se haya colocado la cantidad, longitud y espesor adecuado en la estructura, se lleva a cabo un análisis preliminar de predimensionamiento en base a parámetros establecidos por fines prácticos, ya que dichos parámetros se desarrollarán de manera rigurosa en el capítulo de Análisis Sísmico. A continuación, se presentan los cálculos realizados para la comprobación:

$$Vu = \left(\frac{Z * U * C * S}{R} \right) * P$$

$$P = W_{unit} * A_{planta} * N^{\circ}pisos$$

Tabla 2 Valor de parámetros para el predimensionamiento de placas.

Parámetro	Definición	Valor
Z	Factor de zona	0.45
U	Factor de uso	1
C	Factor amplificador asumido	2.5
S	Factor de suelo	1
R	Coefficiente reductor	6
Wunit	Carga unitaria asumida ton/m ²	1
Aplanta	Área de planta m ²	239
N°pisos	Cantidad de pisos	6

Nota. Producción propia.

Mediante los cálculos se obtiene un peso específico (P) de 1434 ton, y una cortante basal (Vu) de 268.88 ton, la cual debe ser menor a la fuerza ejercida por las placas.

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$\phi Vn = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * Aplacas$$

Realizando una igualdad de cortantes, se obtiene el área de placas requerida en los ejes X y Y:

$$Aplacas = 4.12 \text{ m}^2$$

Se corrobora que la cantidad de placas dispuestas satisfagan con lo requerido preliminarmente:

Tabla 3 Área de placas en las direcciones X e Y.

Placas	Área en eje X	Área en eje Y
PL-01	0.63	-
PL-02	0.48	-
PL-03	-	0.43
PL-04	0.48	-
PL-05	-	0.43
PL-06	-	0.43
PL-07	0.38	-
PL-08	-	0.43
PL-09	0.63	-
Suma (m2)	2.59	1.70

Nota. Producción propia.

Se puede ver que las áreas propuestas resultan menores a las requeridas; sin embargo, se debe considerar que en esta etapa de predimensionamiento se desprecia el aporte del refuerzo transversal y los efectos tridimensionales del sistema estructural, motivo por el cual se opta por mantener los valores planteados. Asimismo, es importante precisar que las dimensiones adoptadas serán objeto de verificación y ajuste en el capítulo correspondiente al Análisis Sísmico, donde se evaluará de manera más precisa el comportamiento de las placas.

CAPÍTULO 3: MODELADO Y EVALUACIÓN SÍSMICA

3.1. Consideraciones generales para el análisis sísmico

El análisis sísmico correspondiente al presente proyecto se desarrolla siguiendo los criterios de la NTP E.030, la cual plantea una filosofía de diseño orientada a reducir el impacto de los movimientos sísmicos en las edificaciones. Los objetivos principales de esta filosofía se centran, en primer lugar, proteger la vida de los ocupantes, asegurando que la estructura no colapse durante un evento sísmico. En segundo término, se busca mantener en funcionamiento aquellas edificaciones y servicios esenciales, de modo que la población pueda contar con infraestructura operativa inmediatamente después de un sismo. Tercero, se procura disminuir los daños materiales, evitando pérdidas significativas en la propiedad y permitiendo la recuperación más rápida de la infraestructura afectada.

El edificio está diseñado utilizando concreto armado como material principal, el cual proporciona resistencia y ductilidad adecuada para soportar las fuerzas sísmicas.

Finalmente, el análisis sísmico también tiene como objetivo validar la estructuración propuesta, asegurando la capacidad para resistir las fuerzas sísmicas previstas sin comprometer la estabilidad ni funcionalidad del edificio.

3.2. Parámetros Sísmicos

Son fundamentales para definir las características del sismo de diseño, según las condiciones geográficas, geotectónicas y estructurales específicas del proyecto. Estos parámetros, que se sintetizan a continuación, están regulados en el segundo y tercer capítulo de la Norma NTP E.030.

3.2.2. Determinación de la zonificación sísmica

El RNE establece que el territorio peruano se encuentra dividido en cuatro zonas sísmicas. Esta clasificación se basa en la localización de los eventos sísmicos registrados, en las características de sus movimientos y en la manera en que van perdiendo intensidad a medida que se alejan del epicentro, además de la información proveniente de estudios neotectónicos. Cada sector cuenta con un coeficiente denominado “Z”, que se asocia a la aceleración horizontal de mayor magnitud en terrenos rígidos, bajo el supuesto estadístico de un 10% de probabilidad de superación en cincuenta años. Para la ciudad de Lima, donde se ubica el presente proyecto, el valor adoptado para dicho factor Z es 0.45.

3.2.2. Condiciones geotécnicas

Las condiciones geotécnicas del proyecto se determinan a partir del tipo de suelo presente en el lugar. La clasificación de los perfiles se establece considerando la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte, además de las propiedades mecánicas del suelo. En este caso, el edificio se apoya sobre depósitos de grava, lo que pertenece al perfil Tipo S1.

En base a la zonificación sísmica Z4 y la tipología de suelo identificada, se adopta un factor de suelo S igual a 1.0. Asimismo, de acuerdo con el perfil, le corresponden los valores de TP de 0.4s y TL de 2.5s.

3.2.3. Factor de amplificación sísmica

Se interpreta como el coeficiente que cuantifica la intensificación de la aceleración experimentada por la edificación respecto a la que actúa en la superficie del terreno. En otras palabras, este parámetro permite estimar cómo la respuesta dinámica de la estructura modifica la aceleración base originada por un sismo. Según lo señalado en el Artículo 14 de la Norma E.030, la obtención de este factor se realiza considerando los valores TP, TL y T. Este último corresponde al periodo fundamental de vibración del edificio, determinado previamente mediante el análisis modal desarrollado en el modelo estructural.

3.2.4. Clasificación del edificio y factor de uso

La Norma E.030 clasifica las construcciones de acuerdo con la función que cumplen y el nivel de riesgo asociado a una interrupción de su uso. Esta clasificación se presenta en la Tabla N°5 de la norma, donde cada tipo de edificación es asignada a una categoría específica y se le asigna un factor de uso U, que actúa como coeficiente de seguridad adicional frente a la acción sísmica. El factor U incrementa la demanda sísmica en edificaciones cuya operación resulta esencial después de un evento extremo, como hospitales, estaciones de bomberos o centros de emergencia. Por el contrario, edificaciones destinadas a actividades residenciales o de uso cotidiano tienen un valor estándar del coeficiente. En el presente proyecto, al tratarse de un edificio multifamiliar destinado a vivienda, se enmarca dentro de la Categoría C, correspondiente a edificaciones comunes sin funciones críticas. Según la tabla mencionada, para este tipo de construcciones el factor de uso asignado es uno.

3.2.5. Sistema resistente y coeficiente básico de reducción de la demanda sísmica (R_0)

El sistema estructural correspondiente al proyecto, se clasifica de acuerdo al material empleado y al tipo de esquema sismorresistente utilizado en cada eje de estudio. Esta clasificación se establece en función del porcentaje de la demanda cortante que es asumida por los elementos

portantes en sentido vertical, es decir, los muros y columnas. Según el acápite 18.2 de la Norma E.030, se distinguen diversos tipos de sistemas estructurales, a cada uno de los cuales se les asigna el parámetro R_o asociado a la reducción de las fuerzas sísmicas.

Preliminarmente, de acuerdo a la estructuración propuesta, se observa gran presencia de muros, tanto en el eje X como Y, lo que permite considerar el sistema como de muros estructurales, entonces el valor de R_o es 6. Este valor se verificará más adelante en base al modelado que se realizará.

3.2.6. Evaluación de la irregularidad estructural

El comportamiento de una estructura irregular es menos predecible respecto a una estructura regular, ya que, el primero, presenta mayor incertidumbre y complejidad. Por ello, cuando una estructura presenta irregularidades en altura o planta, el coeficiente básico de reducción R_o se castigará de la siguiente forma:

$$R = R_o * I_a * I_p$$

Los factores de irregularidad en altura (I_a) y en planta (I_p) se definen como el menor valor obtenido de la Tabla N.º 8 y N.º 9 de la Norma E.030, respectivamente. En el presente proyecto se procede a analizar los valores de irregularidad correspondientes a cada caso.

❖ Irregularidades en altura

- Piso blando

La edificación presenta elementos estructurales verticales que son continuos en toda su altura. El primer nivel posee una altura libre de 3.00 metros, mientras que los niveles superiores cuentan con una altura de entrepiso de 2.80 metros. Esta diferencia no genera una condición de irregularidad relevante, descartándose así este tipo de irregularidad.

- Irregularidad de masa

En cuanto a la distribución de masas, todos los niveles del edificio presentan características constructivas similares, tanto en los elementos estructurales (losa, vigas, muros y columnas) como en los no estructurales (tabiques y acabados). Esta uniformidad garantiza que la masa por piso sea prácticamente constante, evitando concentraciones de peso que puedan afectar la respuesta sísmica. Por consiguiente, esta se descarta.

- Irregularidad geométrica vertical

La configuración geométrica del edificio es regular y continua a lo largo de su altura. No se observan cambios bruscos en la planta ni reducciones en el área resistente de los niveles superiores. En consecuencia se descarta la existencia de irregularidad geométrica vertical, puesto que la estructura presenta una configuración estable en elevación.

- Discontinuidad en los sistemas resistentes

Los elementos estructurales verticales, como las placas y columnas, se desarrollan de manera continua en toda la altura del edificio y conservan sus dimensiones, lo que permite descartar la presencia de esta irregularidad.

- ❖ Irregularidades en planta

- Irregularidad torsional

La presencia de irregularidad torsional se confirmará mediante el análisis dinámico. No obstante, se asume que no existe dicha irregularidad, ya que la distribución de los elementos se realizó lo más simétricas posibles; sin embargo, este punto se verificará a mayor detalle más adelante.

- Esquinas entrantes

La estructura del edificio es rectangular, aunque se tienen ductos de ventilación en los costados, estos no llegan a superar el 20% del eje X ni del eje Y, por lo tanto, se descarta esta irregularidad.

Dirección X-X:

-Longitud en X = 12.5 m

-Longitud de esquina entrante en X = 1.74 m

-Porcentaje que presenta la esquina entrante = $13.92\% < 20\%$

Dirección Y-Y:

-Longitud en Y = 18.85 m

-Longitud de esquina entrante en Y = 1.19 m

-Porcentaje que presenta la esquina entrante = $1.19/18.85 = 6.31\% < 20\%$

- Discontinuidad de diafragmas

Los ductos considerados en la estructura no sobrepasan la mitad del área bruta del diafragma, ni generan una reducción del área neta transversal superior al 25%. En consecuencia, no se identifica esta irregularidad.

- Sistemas no paralelos

La disposición estructural no presenta elementos resistentes que formen sistemas no paralelos, por lo que esta condición no resulta aplicable.

Al no presentar irregularidades, el valor de R se mantiene igual a 6 para ambas direcciones.

Más adelante se presentarán los cálculos que sustentan la regularidad del edificio analizado.

3.3. Modelo en software del sistema estructural

Con el fin de representar de manera más realista el comportamiento estructural frente a la acción sísmica, se elaboró un modelo tridimensional en el software ETABS versión 20.0.0

(Figura 2), del cual se obtuvieron los resultados correspondientes al análisis modal y a la evaluación dinámica de la edificación.

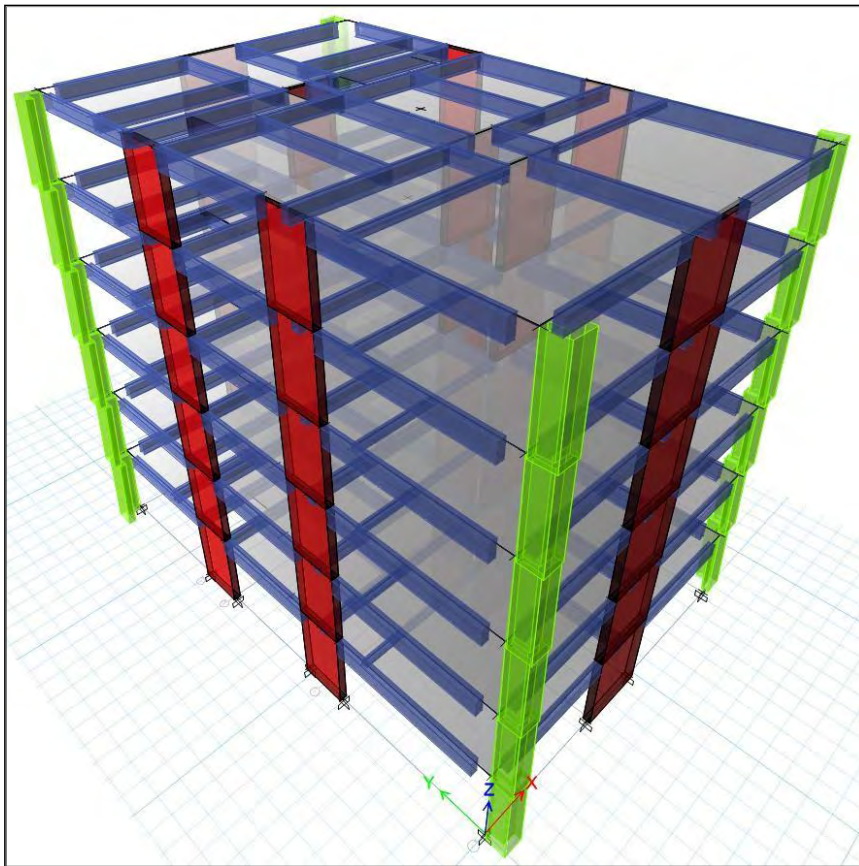


Figura 2 Representación tridimensional del edificio desarrollada en el software ETABS.

Obtenido del programa ETABS.

En primer lugar, se definen los materiales y se asignan las secciones correspondientes a los elementos estructurales principales, de acuerdo al predimensionamiento planteado. En el caso de las losas aligeradas y macizas, estas fueron representadas mediante elementos tipo membrana. De esta forma, no aportan rigidez fuera de su plano, permitiendo que la respuesta estructural frente a cargas laterales sea asumida principalmente por los elementos principales.

Posteriormente, se asignan manualmente las cargas distribuidas, tanto vivas como muertas en las losas, así como las cargas distribuidas y puntuales de las tabiquerías sobre las vigas. En los casos donde las vigas no logran la longitud de anclaje mínima dentro de los muros estructurales,

debido a restricciones arquitectónicas del proyecto, se asignaron liberaciones de momento en sus extremos. Con ello, el modelo representa de manera más fiel la condición real de apoyo, evitando que se generen momentos negativos artificiales en la zona de conexión que no podrían ser resistidos adecuadamente por la unión. Luego se ingresó el espectro inelástico determinado en base a la siguiente fórmula:

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

Donde los parámetros Z, U, C, S y R han sido explicados en el ítem 3.2.

La siguiente figura contiene el espectro del pseudoaceleraciones utilizado:

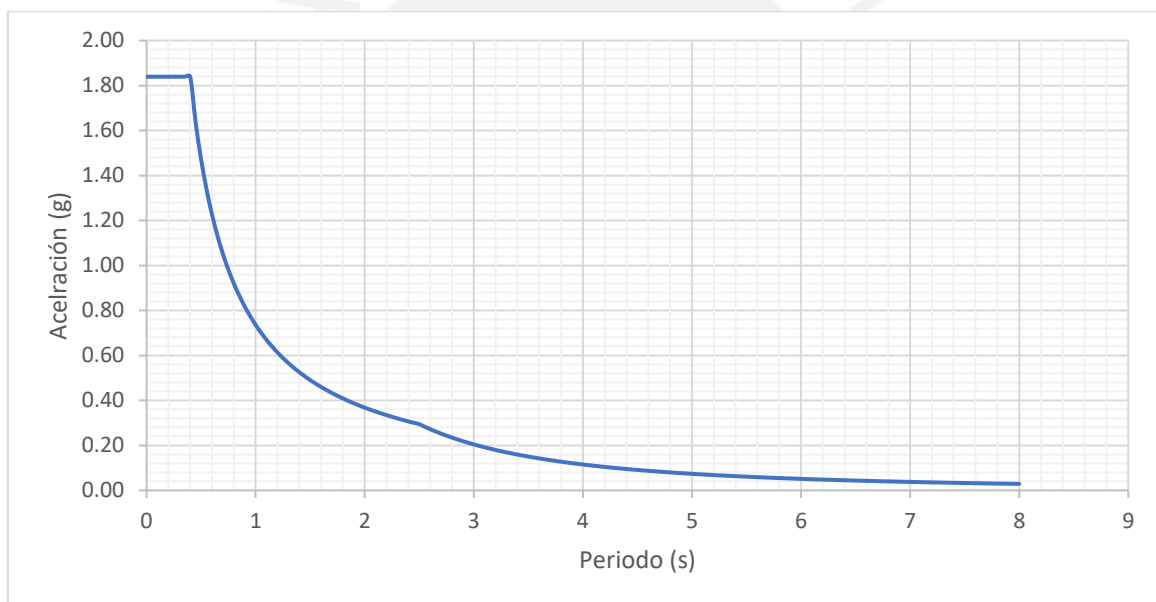


Figura 3 Espectro de pseudoaceleraciones $S_a(g)$ vs $T(s)$

Producción propia.

Seguidamente, se definieron los escenarios de acción sísmica para ambos sentidos del edificio (X e Y), incorporando la excentricidad accidental del 5 % establecida por la normativa de sismorresistencia. En cuanto a la masa sísmica, esta se incluyó la totalidad de la carga permanente y el 25 % de la carga viva, conforme a lo estipulado para edificaciones pertenecientes a la categoría C. El modelo estructural fue configurado con tres grados de

libertad por nivel, lo que permitió obtener un total de 18 modos de vibración en el análisis modal.

Asimismo, para la verificación de derivas máximas en cada dirección se generó una combinación de cargas, la cual, en estructuras regulares, debe multiplicarse por 0.75R. Con este procedimiento se comprobó que las derivas obtenidas en el modelo no superan el límite de 0.007, valor que la Norma E.030 fija como máximo admisible para edificaciones de concreto armado. Adicionalmente, se definió la condición de diafragma rígido en cada nivel, además las columnas y placas fueron modeladas como empotradas en la base por las condiciones geotécnicas favorables del terreno.

3.4. Análisis mediante modos de vibración

Cuando una estructura es sometida a la acción sísmica, no se deforma de manera uniforme, sino que responde a través de la superposición de diferentes modos de vibración, los cuales representan las distintas maneras en que la edificación puede oscilar al ser excitada por un movimiento sísmico. Para obtener resultados confiables, la normativa de sismorresistencia establece que deben considerarse en el análisis aquellos modos cuya masa modal efectiva acumulada represente mínimamente el 90% de la masa total de la edificación. Como se mencionó anteriormente, se consideraron 3 modos por piso, resultando 18 modos en total. En la siguiente tabla se presenta el análisis modal tridimensional exportado del software ETABS.

Tabla 4 Análisis modal tridimensional obtenido del ETABS.

Modo	Periodo	% MP UX	%MP UY	% MP RZ	Acumulado UX	Acumulado UY	Acumulado RZ
1	0.607	70.91%	0.00%	0.81%	70.91%	0.00%	0.81%
2	0.595	0.00%	76.58%	0.00%	70.91%	76.58%	0.81%

3	0.409	0.93%	0.00%	73.47%	71.85%	76.58%	74.28%
4	0.163	0.00%	12.94%	0.00%	71.85%	89.52%	74.28%
5	0.142	16.61%	0.00%	0.14%	88.45%	89.52%	74.42%
6	0.106	0.08%	0.00%	14.68%	88.54%	89.52%	89.10%
7	0.076	0.00%	5.45%	0.00%	88.54%	94.97%	89.10%
8	0.058	6.36%	0.00%	0.01%	94.90%	94.97%	89.11%
9	0.046	0.00%	0.00%	6.01%	94.90%	94.97%	95.12%
10	0.043	0.00%	2.88%	0.00%	94.90%	97.86%	95.12%
11	0.032	3.08%	0.00%	0.00%	97.99%	97.86%	95.12%
12	0.028	0.00%	1.57%	0.00%	97.99%	99.43%	95.12%
13	0.026	0.01%	0.00%	2.97%	98.00%	99.43%	98.09%
14	0.022	1.50%	0.00%	0.01%	99.49%	99.43%	98.10%
15	0.021	0.00%	0.57%	0.00%	99.49%	100.00%	98.10%
16	0.018	0.02%	0.00%	1.44%	99.51%	100.00%	99.55%
17	0.017	0.48%	0.00%	0.00%	99.99%	100.00%	99.55%
18	0.014	0.01%	0.00%	0.45%	100.00%	100.00%	100.00%

Nota. Resultados obtenidos mediante el programa ETABS.

A partir de la Tabla 4 se aprecia que el primer modo corresponde a una traslación en X, alcanzando una masa participativa del 71%, mientras que el segundo modo es traslacional en Y, con un 77%; y el tercero es rotacional, con un 74% en Z. Asimismo, el periodo fundamental en Y (0.595 s) resulta menor que en X (0.607 s), lo cual es coherente con la configuración estructural, ya que en la dirección Y existe una mayor presencia de pórticos rígidos, lo que reduce su flexibilidad.

3.5. Evaluación estática de la acción sísmica

Este procedimiento constituye una forma simplificada de representar las solicitaciones sísmicas en la edificación, modelándolas mediante fuerzas laterales distribuidas a lo largo de la altura, aplicadas en el centro de masa de cada nivel.

3.5.1. Estimación del peso de la estructura

Dado que el proyecto corresponde a una edificación multifamiliar, se clasifica dentro de la categoría C. Para la determinación de la masa sísmica, se consideró la totalidad del peso propio de los elementos estructurales y no estructurales permanentes, así como un porcentaje de la carga viva, correspondiente al 25 %, conforme a lo que establece la normativa para este tipo de edificaciones. A continuación, se presenta el cálculo del peso total de la estructura:

Tabla 5 Peso parcial y total de la edificación

Nivel	Masa tonf-s ² /m	Peso ton	Peso ton/m ²
Azotea	13.87	136.04	0.58
Piso 5	25.21	247.35	1.05
Piso 4	25.21	247.35	1.05
Piso 3	25.21	247.35	1.05
Piso 2	25.21	247.35	1.05
Piso 1	25.35	248.69	1.05
Total	140.07	1374.13	

Nota. Fuente: Resultados obtenidos mediante el programa ETABS.

3.5.2. Cálculo de la fuerza cortante basal

Esta fuerza constituye la acción sísmica global que debe ser resistida por la estructura en su base, producto de la acción de las aceleraciones horizontales generadas durante un sismo. En otras palabras, representa la demanda sísmica total que el edificio experimenta y que posteriormente será distribuida a lo largo de su altura para obtener las fuerzas en cada nivel. La fuerza cortante basal se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Donde P es el peso total de la edificación.

En la tabla que sigue se presentan los parámetros empleados junto con sus valores respectivos, así como el cálculo de la fuerza cortante basal obtenida en cada dirección de análisis.

Tabla 6 Determinación de la fuerza cortante basal estática para las direcciones X y Y.

Sismo estático X-X		Sismo estático Y-Y	
T (seg)	0.6	T (seg)	0.592
Z	0.45	Z	0.45
U	1	U	1
Cx	1.67	Cy	1.69
S	1	S	1
Rx	6	Ry	6
Peso (ton)	1,374.13	Peso (ton)	1,374.13
Vx (ton)	171.77	Vy (ton)	174.09

Nota. Fuente: Producción propia.

3.5.3. Distribución vertical de la cortante sísmica

En este procedimiento, la cortante basal total (V) se reparte en los distintos pisos de la edificación mediante coeficientes de participación que dependen tanto del peso de cada nivel como de su altura respecto a la base. La siguiente tabla muestra las fuerzas estáticas halladas para ambas direcciones.

Tabla 7 Distribución por nivel de fuerzas estáticas en ambas direcciones.

Nivel	Masa	Peso	h	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	FX	FY
	tonf- s ² /m	ton	m	$\pi \cdot h_i^k$	$\pi \cdot h_i^k$	α	α	ton	ton
Azotea	13.87	136.04	17.00	2664.65	2634.62	0.18	0.18	31.38	31.75
Piso 5	25.21	247.35	14.20	4010.63	3968.29	0.28	0.27	47.24	47.82
Piso 4	25.21	247.35	11.40	3184.63	3153.78	0.22	0.22	37.51	38.01
Piso 3	25.21	247.35	8.60	2368.82	2348.52	0.16	0.16	27.90	28.30
Piso 2	25.21	247.35	5.80	1566.42	1555.45	0.11	0.11	18.45	18.75
Piso 1	25.35	248.69	3.00	788.21	784.75	0.05	0.05	9.28	9.46
Total	140.07	1374.13		14583.37	14445.42			171.77	174.09

Nota. Fuente: Producción propia.

3.5.4. Determinación del periodo fundamental de vibración

Si bien previamente se presentó el periodo fundamental obtenido en el análisis tridimensional, este también se puede determinar utilizando un análisis traslacional tanto en dirección X como Y. Para hacer este análisis se hará uso del modelado en ETABS configurando y limitando la traslación en un solo sentido. La tabla siguiente resume los valores de periodo fundamental y de masa participativa resultantes del análisis tridimensional y traslacional:

Tabla 8 Resultados del periodo fundamental y de la masa participativa según el análisis tridimensional y el análisis traslacional.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	Análisis modal tridimensional	Análisis traslacional	Análisis modal tridimensional	Análisis traslacional
T fundamental (s)	0.607	0.600	0.595	0.592
%Masa Participativa	70.91	71.89	76.58	76.64

Nota. Resultados obtenidos mediante el programa ETABS.

En la Tabla 8, se aprecia que los periodos obtenidos son prácticamente equivalentes, lo cual permite verificar que el edificio no se encuentra afectado por esfuerzos de torsión.

3.6. Análisis dinámico de la estructura

Normativamente, se establece la obligatoriedad de realizar el análisis mediante superposición espectral, este método se puede considerar más preciso, debido a que incorpora la participación de los modos propios de vibración, así como las propiedades dinámicas de la estructura y las demandas definidas por el espectro de diseño, o espectro de pseudoaceleraciones, correspondiente.

3.6.1. Espectro de diseño adoptado

Tanto para la dirección X como para la Y, se trabaja con el espectro de pseudoaceleraciones inelásticos, el cual se determinó anteriormente (ver Figura 3).

3.6.2. Combinación espectral

Para la obtención de la respuesta máxima de la edificación se emplean métodos de combinación modal, que permiten integrar adecuadamente los efectos de los distintos modos de vibración. Entre los criterios más conocidos se encuentran la raíz cuadrática de la suma de los cuadrados (SRSS) y la Combinación Cuadrática Completa (CQC). Sin embargo, debido a que la CQC considera de manera más precisa la interacción entre modos cercanos en frecuencia, resulta más apropiada para edificaciones como la analizada. Por ello, siguiendo la recomendación del software ETABS, se adoptó este procedimiento en el presente análisis.

3.6.3. Fuerza cortante mínima

En base a lo estipulado en la normativa E.030, toda edificación debe cumplir con un umbral mínimo de cortante basal proveniente del análisis dinámico. En términos prácticos, la fuerza cortante obtenida mediante el análisis modal espectral no puede ser inferior al 80% de la cortante basal calculada por el procedimiento estático cuando la estructura califica como regular, y al 90% cuando se trate de edificaciones irregulares. Este requisito normativo tiene como finalidad evitar que el análisis dinámico arroje resultados inferiores a los esperados por simplificaciones en el modelo o por irregularidades en la distribución de masas, rigideces o formas modales. En caso de que la cortante dinámica calculada no cumpla con estos porcentajes mínimos, la norma establece que los resultados deben ser escalados proporcionalmente hasta alcanzar el valor exigido, exceptuando los desplazamientos.

En la Tabla 9 se resumen los valores de cortante basal obtenidos tanto para el análisis dinámico como para el estático en cada dirección principal, junto con el porcentaje mínimo permitido y el factor de ajuste empleado para cada caso de carga sísmica. Dichos factores se introducen posteriormente en el software de modelamiento para ajustar las fuerzas de diseño en concordancia con las disposiciones normativas.

Tabla 9 Valores de cortante basal de diseño y factor de escalamiento en ambas direcciones.

Caso de sismo	Vestático	Vdinámico	80% Vestático	Vdiseño	factor
SISMOX_E+	171.77	131.93	137.41	137.41	1.04
SISMOX_E-	171.77	124.34	137.41	137.41	1.11
SISMOY_E+	174.09	136.91	139.27	139.27	1.02
SISMOY_E-	174.09	136.91	139.27	139.27	1.02

Nota. Fuente: Producción propia.

Como se aprecia en la Tabla 9, los valores obtenidos de cortante dinámica en ambas direcciones resultaron ligeramente inferiores al umbral del 80% de la cortante estática, por lo que fue necesario aplicar factores de escalamiento entre 1.02 y 1.11 según el caso. Estos factores se implementaron en el modelo estructural para garantizar que las fuerzas de diseño sean compatibles con las exigencias mínimas establecidas por la norma. Es importante destacar que los desplazamientos y derivas de entrepiso se mantuvieron sin alteración, respetando las condiciones de deformación propias del análisis dinámico.

3.7. Revisión y corroboración de resultados

En esta etapa se lleva a cabo la comprobación de los supuestos iniciales formulados durante la etapa de modelamiento, con el fin de validar que el comportamiento estructural obtenido mediante el análisis cumpla con las condiciones de regularidad y rigidez definidas al inicio del proyecto.

La verificación permite contrastar las hipótesis de diseño con la respuesta real del modelo estructural, asegurando que las condiciones de estabilidad global, resistencia y distribución de esfuerzos se mantengan dentro de los márgenes establecidos por la Normativa E.030.

3.7.1. Verificación del sistema estructural

Desde el planteamiento inicial, se propuso que la edificación se comporte como un sistema estructural de muros portantes, dado que las placas de concreto armado predominan en ambas direcciones principales y son las responsables de resistir la mayor parte de las fuerzas horizontales inducidas por el sismo. Este tipo de sistema se caracteriza por una alta rigidez lateral, lo que se traduce en desplazamientos reducidos y periodos fundamentales más cortos.

Por su parte, la normativa E.030 indica que, para que una edificación pueda ser clasificada como sistema de muros estructurales, es necesario que dichos elementos verticales resistan como mínimo el 80% de la fuerza cortante basal. En este sentido, se realizó la verificación del porcentaje de participación de los muros en la resistencia a la cortante basal, considerando los siguientes resultados obtenidos del análisis dinámico efectuado con el software ETABS.

Tabla 10 Porcentaje de la fuerza cortante basal resistida por los muros en ambas direcciones.

Nivel	Caso de sismo	V total	V muros	Fuerza cortante en muros
		ton	ton	%
T1	SISMOX_E+	131.60	122.73	93%
T1	SISMOX_E-	124.31	116.26	94%
T1	SISMOY_E+	136.91	123.15	90%
T1	SISMOY_E-	136.91	123.15	90%

Nota. Valores obtenidos del programa ETABS.

Los resultados de la Tabla 10 muestran que en ambos ejes principales la participación de los muros en la resistencia lateral supera ampliamente el 80% requerido por la norma, alcanzando valores entre 90% y 94%. Esto confirma que el comportamiento estructural se ajusta al sistema de muros portantes previsto. Además, los resultados concuerdan con lo observado en el análisis modal: la mayor rigidez en la dirección Y explica que el periodo fundamental en esa dirección sea menor.

3.7.2. Comprobación de regularidad estructural

❖ Irregularidad en altura

- Piso blando

Ocurre cuando la rigidez lateral de un nivel es considerablemente menor respecto a los pisos superiores, lo que genera una concentración de deformaciones en ese punto de la estructura. Para verificar esta condición, se comparan las rigideces entre niveles como se puede ver a continuación:

Tabla 11 Comparación de las rigideces entre los pisos.

	Nivel	X-Dir	Y-Dir	1er CRITERIO	2do CRITERIO
		tonf/m	tonf/m	>0.7	>0.8
Dirección XX excentricidad negativa	T6	10529.31	0.00		
	T5	19852.18	0.00	1.89	
	T4	25824.99	0.00	1.30	
	T3	32736.34	0.00	1.27	1.75
	T2	46424.80	0.00	1.42	1.78
	T1	105945.36	0.00	2.28	3.03
Dirección XX excentricidad positiva	T6	10843.90	0.00		
	T5	20833.13	0.00	1.92	
	T4	27224.17	0.00	1.31	
	T3	34542.66	0.00	1.27	1.76
	T2	48952.95	0.00	1.42	1.78
	T1	111550.32	0.00	2.28	3.02
Dirección YY excentricidad negativa	T6	0.00	16000.28		
	T5	0.00	26610.30	1.66	
	T4	0.00	30481.55	1.15	
	T3	0.00	34249.00	1.12	1.41
	T2	0.00	42927.43	1.25	1.41
	T1	0.00	88535.69	2.06	2.47
Dirección YY excentricidad positiva	T6	0.00	16000.28		
	T5	0.00	26610.30	1.66	
	T4	0.00	30481.55	1.15	
	T3	0.00	34249.00	1.12	1.41

T2	0.00	42927.42	1.25	1.41
T1	0.00	88535.69	2.06	2.47

Nota. Resultados obtenidos mediante el programa ETABS.

Los valores obtenidos en ambos criterios se encuentran por encima de los límites normativos (70% y 80%), lo cual indica que no aplica esta irregularidad.

- Irregularidad de masa o peso

Ocurre cuando un piso concentra una carga significativamente mayor, es decir, más de una vez y media la correspondiente a los niveles vecinos. En esta evaluación no se incluyen sótanos ni azoteas.

Tabla 12 Comparación de las masas entre los pisos.

Nivel	Diafragma	Masa X ton.s ² /m	Masa Y ton.s ² /m	1er CRITERIO T(i)/T(i+1) <= 1.5	2do CRITERIO T(i)/T(i-1) <= 1.5
T6	D1	13.87	13.87		0.55
T5	D1	25.21	25.21	1.82	1.00
T4	D1	25.21	25.21	1.00	1.00
T3	D1	25.21	25.21	1.00	1.00
T2	D1	25.21	25.21	1.00	0.99
T1	D1	25.35	25.35	1.01	

Nota. Resultados obtenidos mediante el programa ETABS.

Se puede ver que ningún valor supera el 1.5, por lo tanto no existe tal irregularidad, este resultado es esperado, ya que los pisos son comunes.

- ❖ Irregularidad en planta

- Irregularidad torsional

Se presenta si la razón entre el desplazamiento máximo de entrepiso y el desplazamiento promedio en los extremos del mismo excede el valor de 1.3. Esta condición suele darse con mayor frecuencia cuando el centro de rigidez y el centro de masa se encuentran muy alejados.

Tabla 13 Centro de masa y rigidez de la estructura.

Nivel	Centro de masas		Centro de rigidez	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	M	m	m	m
T6	6.13	9.33	6.13	10.73
T5	6.13	9.66	6.13	10.59
T4	6.13	9.73	6.13	10.41
T3	6.13	9.76	6.13	10.22
T2	6.13	9.78	6.13	10.00
T1	6.13	9.79	6.13	9.70

Nota. Resultados obtenidos mediante el programa ETABS.

Tal como se aprecia en la Tabla 13, los centros son iguales en el eje X, y muy cercanos en el eje Y, con lo cual se puede descartar la existencia de irregularidad torsional; sin embargo, se hace la corroboración de acuerdo a lo normado.

Tabla 14 Comprobación de irregularidad torsional en la dirección X-X.

Nivel	Desplazamiento máximo relativo de entrepiso (m)		Desplazamiento promedio relativo de entrepiso (m)		Ratio < 1.3	
	e+	e-	e+	e-	e+	e-
T6	0.0139	0.0165	0.0134	0.0133	1.04	1.24
T5	0.0148	0.0179	0.0146	0.0145	1.02	1.24
T4	0.0153	0.0187	0.0152	0.0151	1.00	1.24
T3	0.0146	0.0178	0.0145	0.0143	1.01	1.24
T2	0.0118	0.0141	0.0115	0.0114	1.03	1.24
T1	0.0056	0.0065	0.0053	0.0053	1.05	1.24

Nota. Producción propia.

Tabla 15 Comprobación de irregularidad torsional en la dirección Y-Y.

Nivel	Desplazamiento máximo relativo de entrepiso (m)		Desplazamiento promedio relativo de entrepiso (m)		Ratio < 1.3	
	e+	e-	e+	e-	e+	e-
T6	0.0092	0.0092	0.0085	0.0085	1.08	1.08
T5	0.0120	0.0120	0.0113	0.0113	1.07	1.07
T4	0.0148	0.0148	0.0139	0.0139	1.06	1.06
T3	0.0160	0.0160	0.0151	0.0151	1.06	1.06
T2	0.0144	0.0144	0.0136	0.0136	1.06	1.06
T1	0.0073	0.0073	0.0070	0.0070	1.05	1.05

Nota. Producción propia.

Los resultados de las Tablas 14 y 15 muestran que los ratios no superan el límite de 1.3 establecido por la norma, confirmando que no existe irregularidad torsional en la edificación.

3.8. Determinación de desplazamientos laterales

Para la obtención de dichos valores se incluyó la excentricidad accidental, correspondiente al 5% de la dimensión en planta del edificio en la dirección analizada. Esta consideración introduce un momento torsor adicional sobre el modelo estructural, simulando los efectos que pueden generarse por una distribución no uniforme de masas, irregularidades constructivas o errores en la modelación. Asimismo, dado que la estructura cumple los criterios de regularidad en planta y en altura, los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico espectral fueron reducidos aplicando el factor 0.75R.

Los resultados obtenidos del programa ETABS se presentan en la Tabla 16, donde se indican los desplazamientos laterales máximos para cada nivel y dirección de análisis.

Tabla 16 Desplazamientos laterales máximos.

Nivel	Máximo desplazamiento (cm)			
	X+	X-	Y+	Y-
T6	7.42	9.09	7.29	7.29
T5	6.11	7.46	6.41	6.41
T4	4.70	5.69	5.23	5.23
T3	3.19	3.83	3.76	3.76
T2	1.73	2.06	2.17	2.17
T1	0.56	0.65	0.73	0.73

Nota. Resultados obtenidos mediante el programa ETABS.

A partir de los resultados mostrados, se observa que los desplazamientos laterales aumentan progresivamente con la altura, alcanzando su valor máximo en el último piso (T6), lo cual es coherente con el comportamiento esperado de una estructura sometida a excitación sísmica.

Asimismo, se aprecia una ligera diferencia entre las direcciones X y Y, atribuible a la mayor rigidez en el eje Y, producto de la disposición de un mayor número de placas estructurales en dicha dirección.

El desplazamiento máximo obtenido, del orden de 9.09 cm, se mantiene por debajo de los valores límite permitidos por la normativa, considerando la altura total de la edificación y las derivas admisibles entre niveles.

3.9. Revisión de derivas sísmicas permitidas

El control de derivas, entendidas como los desplazamientos relativos de entrepiso, permite garantizar que las deformaciones laterales de la estructura no excedan su capacidad de ductilidad y, al mismo tiempo, protege a los elementos no estructurales de daños severos. De acuerdo con lo establecido en la NTP E.030, la distorsión máxima permitida para edificaciones de concreto armado es 0.007. En la siguiente tabla se muestran las derivas calculadas para cada dirección de análisis.

Tabla 17 Deriva de cada nivel.

Nivel	Deriva (%)			
	X+	X-	Y+	Y-
T6	4.95	5.88	3.27	3.27
T5	5.30	6.40	4.30	4.30
T4	5.45	6.68	5.28	5.28
T3	5.22	6.34	5.72	5.72
T2	4.21	5.04	5.13	5.13
T1	1.85	2.18	2.44	2.44

Nota. Resultados obtenidos mediante el programa ETABS.

Como se aprecia en la Tabla 17, ningún valor supera el límite del 0.007, por lo tanto, el edificio cuenta con la rigidez necesaria, evitando deformaciones excesivas y cumpliendo con los requisitos de desplazamientos laterales relativos.

3.10. Junta de separación sísmica requerida

Normativamente, se debe considerar una junta mínima de separación entre edificaciones para evitar el impacto de edificaciones contiguas durante un sismo. En este proyecto se asume que las edificaciones colindantes cumplen con dicha exigencia, dejando la junta sísmica reglamentaria.

La separación mínima del edificio debe satisfacer simultáneamente las siguientes condiciones:

- Ser mayor a $2/3$ del desplazamiento máximo calculado
- Ser mayor a $s/2$, siendo s el valor obtenido de:

$$s > \frac{2}{3} * (\Delta_{des\ 1} + \Delta_{des\ 2})$$

$$s = 0.006 * h \text{ con } h \geq 3 \text{ cm}$$

donde h hace referencia a la altura total del edificio medida desde el terreno natural, mientras $\Delta_{des\ 1}, \Delta_{des\ 2}$ corresponden al desplazamiento máximo de las viviendas vecinas.

La dirección en la que se tiene edificaciones vecinas es en la dirección X, donde el desplazamiento máximo (Δ_{des}) es 9.09 cm (Tabla 16). Se realizan los cálculos correspondientes:

$$s = 0.006 * h = 0.006 * 17 \text{ m} = 10.2 \text{ cm}$$

$$\text{retiro} \geq \frac{2}{3} * \Delta_{des} = \frac{2}{3} * 9.09 = 6.10 \text{ cm}$$

$$\text{retiro} \geq \frac{s}{2} = \frac{10.2}{2} = 5.1 \text{ cm}$$

A partir de los cálculos, se considera una junta sísmica de 7 cm.

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

4.1. Diseño de losas aligeradas

Son elementos horizontales de concreto armado diseñados y analizados principalmente para cargas gravitacionales, debido a que no participan directamente en la respuesta sísmica del edificio. Su rol fundamental es derivar las cargas gravitacionales hacia los sistemas de soporte vertical (vigas y columnas), optimizando el uso del material mediante la reducción de peso gracias a los aligeramientos. Los aligerados usados en este proyecto son de forma “T” espaciadas cada 40 cm. El análisis estructural de este tipo de losas se desarrolla a continuación:

4.1.1. Diseño por flexión

La capacidad resistente se logra mediante la colocación de aceros de refuerzo, para los cuales la norma exige cantidades mínimas y máximas. Estas limitaciones buscan asegurar un comportamiento dúctil de la estructura y evitar mecanismos de falla frágil. En la tabla siguiente se presentan los valores considerados.

Tabla 18 Aceros mínimos y máximos para losas aligeradas comunes.

Peralte (h)	Peralte efectivo (d)	A+s mín	A-s mín	A+sb	A-sb	A+s máx	A-s máx
cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
20	17	0.41	1.01	9.99	3.61	7.49	2.71
25	22	0.53	1.15	11.05	4.67	8.29	3.50

Nota. Tomado de “Apuntes del curso Concreto Armado I”, por Ottazzi, 2016.

El acero de refuerzo a colocar se obtiene en función de la demanda de momento y de la capacidad resistente de los materiales, utilizando la siguiente fórmula:

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$As_{requerido} = \frac{Mu}{\phi * f'y * (d - \frac{a}{2})}$$

4.1.2. Diseño por corte

La resistencia a las solicitaciones de corte es asumida completamente por el concreto, dado que este tipo de elementos no dispone de estribos transversales como en el caso de las vigas. Por este motivo, resulta indispensable comprobar que la capacidad portante del concreto frente al esfuerzo cortante sea suficiente para contrarrestar las cortantes obtenidas en el análisis estructural.

La verificación se establece mediante la siguiente condición:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = \phi * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Si la relación no se cumple, se debe colocar ensanches corridos o alternados cambiando las características de la sección.

4.1.3. Evaluación de fisuraciones

El acero de refuerzo a flexión debe disponerse de manera adecuada en las zonas sometidas a máxima tracción, con el propósito de limitar la apertura de grietas por flexión. Para ello, la cuantía y distribución del refuerzo bajo condiciones de servicio deben garantizar que el parámetro Z no exceda el valor límite de 26 KN/mm. Se presenta la fórmula para calcular dicho parámetro:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

Donde f_s y A_{ct} se hallan de la siguiente manera:

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s}$$

$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b_w}{\text{Nro de barras}}$$

4.1.4. Evaluación de deflexiones

Los elementos estructurales cuya función principal es resistir flexión deben diseñarse con la rigidez adecuada, de manera que las deformaciones no comprometan la capacidad resistente de la sección, afectando su correcto desempeño. En el caso de componentes que trabajan en una sola dirección, que no estén vinculados a elementos no estructurales sensibles a deflexiones excesivas, la normativa estructural peruana establece en la Tabla N° 9.1 valores mínimos de peraltes o espesores, con lo cual no resulta obligatorio verificar las deflexiones. Caso contrario deben calcularse tanto las deflexiones inmediatas (producidas por cargas instantáneas) como las diferidas (asociadas a la fluencia y retracción del concreto a lo largo del tiempo). Estos resultados se comparan posteriormente con los límites admisibles de deflexión establecidos en la Tabla N° 9.2. A continuación se presentan los criterios para hallar las deflexiones:

Para el cálculo de la inercia efectiva (I_{ef}) de los elementos flectados, se considera el estado del elemento frente a la fisuración. Cuando el momento solicitante (M_s) es menor al momento de agrietamiento (M_{cr}), el elemento puede asumirse como no fisurado, por lo que su rigidez se calcula empleando la inercia bruta (I_g). Por el contrario, si el momento aplicado supera el valor de agrietamiento, la sección experimenta fisuración en la zona traccionada y, en consecuencia, la rigidez del elemento se reduce, adoptándose la inercia transformada (I_{cr}) para la evaluación de su respuesta.

Cálculo de las deflexiones inmediatas:

Según lo señalado por Ottazzi (2016), el cálculo de deflexiones se realiza empleando las siguientes expresiones matemáticas:

- Para vigas simplemente apoyadas

$$\Delta = \frac{5 * w * L^4}{384 * E_c * I_{ef}}$$

- Para tramos interiores de vigas continuas con carga repartida w

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

Donde:

L : luz de la vigueta

E_c : módulo de elasticidad del concreto

I_{ef} : promedio ponderado de inercia efectiva de la sección

M_{cl}^+ : momento positivo en la mitad del tramo

M_i : momento en el apoyo izquierdo

M_d : momento en el apoyo derecho

Cálculo de las deflexiones diferidas:

Esta se obtiene multiplicando la deflexión inmediata del elemento por un coeficiente λ , el cual representa el incremento de la deformación debido a efectos dependientes del tiempo. Los parámetros involucrados se encuentran en el acápite 9.6.2.5. de la normativa E.060.

4.1.5. Caso práctico de losa aligerada

Se desarrolla el diseño estructural de una vigueta aligerada ubicada entre los ejes 1 y 2. Para ello, se emplea el software ETABS, en el cual se ingresan las cargas gravitacionales previamente determinadas, a fin de obtener los valores necesarios para el diseño.

Las cargas consideradas se muestran en la tabla a continuación:

Tabla 19 Resumen del metrado de cargas aplicado en la losa aligerada.

CARGA MUERTA			CARGA VIVA		
Peso piso terminado	0.10	ton/m ²	Sobrecarga	0.20	ton/m ²
Peso propio de losa	0.35	ton/m ²	Ancho tributario	0.40	m
Ancho tributario	0.40	m	Carga viva	0.08	ton/m
Carga muerta	0.18	ton/m			

Nota. Producción propia.

Al tratarse de una losa de dos tramos, la normativa establece que debe considerarse la alternancia de la carga viva, porque en la realidad es poco probable que toda la superficie se encuentre cargada de manera uniforme al mismo tiempo. Por ejemplo, puede que un tramo esté ocupado mientras el adyacente no lo esté. Al aplicar esta alternancia en el análisis se obtiene una representación más realista de las solicitaciones, lo que permite determinar los momentos máximos y mínimos que podrían presentarse en la losa. En los gráficos siguientes se representan los casos de carga utilizados.

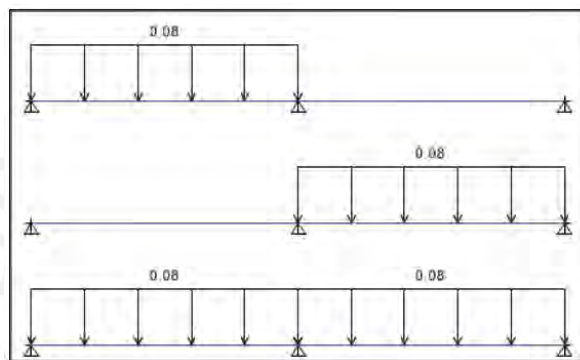


Figura 4 Casos de alternancia de carga viva para losa aligerada.

Nota. Obtenido del software ETABS.

A partir del modelo se obtiene los siguientes diagramas de momento flector (DMF) y diagramas de fuerza cortante (DFC):

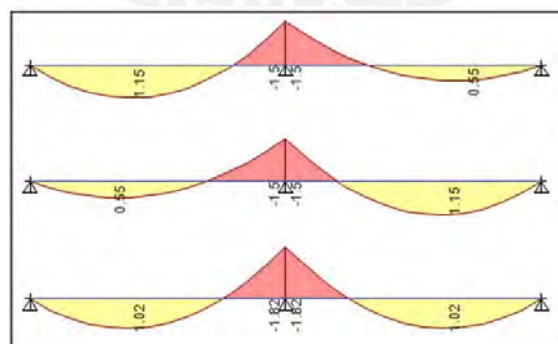


Figura 5 DMF para cada caso de alternancia.

Nota. Extraído del programa ETABS.

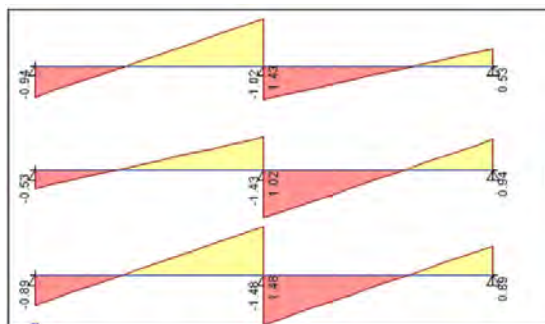


Figura 6 DFC para cada caso de alternancia.

Nota. Extraído del programa ETABS.

Diseño por flexión

En la Tabla 20 se presenta el refuerzo requerido para resistir el momento positivo obtenido del análisis, así como la cuantía finalmente adoptada en el diseño. Dichos valores provienen de los diagramas de momento.

Tabla 20 Diseño por flexión para momento positivo de losa aligerada.

Mu+	b	a	As+ requerido	As instalado	φMn
ton.m	cm	cm	cm ²		ton.m
1.15	40.00	0.83	1.41	2φ3/8"	1.16

Nota. Producción propia.

Del mismo modo, en la Tabla 21 se muestran los resultados correspondientes al momento negativo en el paño, indicando tanto el área de acero mínima necesaria como el refuerzo colocado en el proyecto.

Tabla 21 Diseño por flexión para momento negativo de losa aligerada.

Mu-	b	a	As- requerido	As instalado	φMn
ton.m	cm	cm	cm ²		ton.m
-1.82	10.00	5.96	2.53	2φ1/2"	1.85

Nota. Producción propia.

Se verifica que el valor de ϕM_n supera al momento último actuante, por lo que el diseño a flexión resulta adecuado. Además, el acero instalado se encuentra dentro de los límites

reglamentarios de la Tabla 18. Adicionalmente, se dispondrán bastones negativos de $\phi 3/8''$ en el extremo apoyado de los paños.

Diseño por corte

La verificación frente a corte de la losa aligerada se llevó a cabo considerando la resistencia nominal del concreto, la cual depende de las propiedades del material y la altura efectiva de la losa. El cálculo se efectuó conforme a lo establecido por la normativa, determinándose que la resistencia nominal al corte del elemento, luego de aplicar el factor de reducción de resistencia (ϕ) correspondiente, alcanza un valor de $\phi V_c = 1.58$ ton. Por otro lado, la fuerza cortante última (V_u) fue obtenida a partir del análisis estructural realizado con el programa de cálculo, considerando las combinaciones de carga más desfavorables y evaluando el esfuerzo cortante a una distancia efectiva d medida desde la cara del apoyo. El valor máximo obtenido de cortante fue $V_u = 1.40$ ton, el cual representa la demanda más crítica que debe resistir la sección de la losa. Dado que la capacidad resistente al corte del concreto es mayor que la demanda ($\phi V_c > V_u$), no resulta necesario realizar ensanches en la sección para resistir el esfuerzo cortante, ya que el concreto por sí solo proporciona la capacidad suficiente para absorber las solicitaciones generadas en el elemento.

Control de fisuraciones

La verificación de fisuración se realiza considerando las cargas de servicio, ya que estas representan el estado de sollicitación habitual al que estará sometido el elemento durante la operación del edificio. Para esta evaluación se utiliza el DMF correspondiente a la situación de servicio.

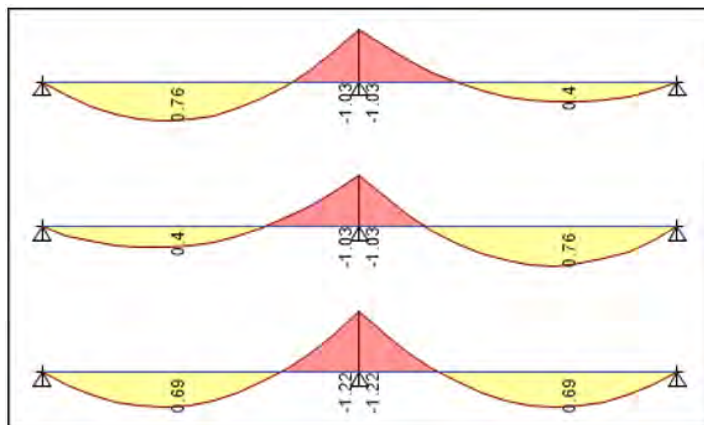


Figura 7 DMF (ton.m) bajo cargas de servicio para cada caso de alternancia en la vigueta.

Extraído del programa ETABS.

El valor de “Z” se determina en base a las ecuaciones expuestas en el ítem 4.1.3. obteniéndose la siguiente tabla:

Tabla 22 Cálculo de parámetro “Z” para vigueta.

Parámetro	Momento en servicio (kg.cm)	
	(-) 122000	(+) 76000
fs	2388.22	2703.09
d(cm)	22	22
As(cm ²)	2.58	1.42
dc(cm)	2	2
Act	120	30
ys(cm)	3	3
b(cm)	40	10
n° barras	2	2
Z(kg/cm ²)	16989.31	12113.63

Nota. Producción propia.

En la Tabla 22 se observa que el valor de Z no supera para ningún caso el valor de 26000 kg/cm², por lo tanto, la fisuración en el elemento se encuentra controlada.

Control de deflexiones

Primero, se verifica si el espesor de la vigueta permite omitir la verificación de deflexiones. De acuerdo a su condición de apoyo el valor mínimo del peralte es el siguiente:

$$h_{\text{mín}} = \frac{l}{18.5} = \frac{588}{18.5} = 32 \text{ cm}$$

La vigueta presenta un espesor de 25 cm, el cual resulta inferior al mínimo establecido, por lo que corresponde verificar las deflexiones conforme a lo dispuesto por la normativa E.030.

Determinación de deflexiones

La inercia efectiva promedio (I_{ef}) se obtiene considerando la geometría y la cuantía de refuerzo utilizada.

Tabla 23 Cálculo de la inercia efectiva promedio.

	Ms	Mcr	Criterio	As-	As+	Inercia efectiva	Inercia efectiva promedio (I_{ef})
	ton.m	ton.m		cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
M(-)	1.22	0.75	$I_{ef}=I_{cr}$	2.58	1.42	6878.01	5673.94
M(+)	0.76	0.41	$I_{ef}=I_{cr}$	-	1.42	5071.91	

Nota. Producción propia.

A partir de la inercia efectiva promedio obtenida, se procede al cálculo de las deflexiones inmediatas (debidas a las cargas de corta duración) y diferidas (producto de los efectos de fluencia y contracción del concreto). Los valores resultantes de este procedimiento se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 24 Cálculo de deflexión inmediata y diferida debido a la carga muerta.

Deflexiones para carga muerta	
L (cm)	612.50
E_c (kg/cm ²)	217370.65
I_{ef} (cm ⁴)	5673.94
M_{cl} (ton.m)	0.48
M_i (ton.m)	0
M_d (ton.m)	0.84
ξ	2
ρ'	0
λ	2

Δicm (cm)	1.25
Δdcm (cm)	2.51

Nota. Producción propia.

Tabla 25 Cálculo de deflexión inmediata y diferida debido a la carga viva.

Deflexiones para carga viva	
L (cm)	612.50
E_c (kg/cm ²)	217370.65
I_{ef} (cm ⁴)	5673.94
M_{cl} (ton.m)	0.21
M_i (ton.m)	0
M_d (ton.m)	0.37
ξ	2
ρ'	0
λ	2
Δicv (cm)	0.55
Δdcv (cm) 30%	0.33

Nota. Producción propia.

Los valores obtenidos deben verificarse frente a los límites establecidos por la normativa E.060, específicamente en su Tabla N° 9.2. Según dicha referencia, la losa analizada corresponde a un piso que no sostiene ni se encuentra vinculado a tabiques o similares, que podrían ser afectados por deflexiones excesivas. En consecuencia, la verificación se realiza considerando solo la deflexión inmediata de carga viva (Δicv), cuyo valor calculado es de 0.55 cm, frente a un límite permisible de 1.70 cm ($L/360$). Dado que el resultado se encuentra dentro del rango permitido, se concluye que el control de deflexiones se satisface adecuadamente.

Corte de refuerzo

El inicio del anclaje para el refuerzo positivo se determina a partir de la distancia desde el apoyo hasta donde el momento flector es igual a cero. Para ello, se considera la distancia obtenida de los diagramas y se descuenta el peralte efectivo de la losa, obteniendo así la ubicación real del inicio del acero traccionado, la cual en este caso corresponde

aproximadamente a 0.45 m desde el borde del tramo. Este mismo criterio se aplica para definir el corte del refuerzo en la zona donde actúa el momento negativo.

Aunque en el modelo idealizado los bordes del paño se consideraron como apoyos simples, lo que genera momentos prácticamente nulos en dichos extremos, en la realidad la losa se construye de forma monolítica con los elementos principales. Por ello, durante su funcionamiento se generan momentos secundarios debidos a la rigidez que transmiten las vigas o elementos adyacentes. Con el fin de asegurar un desempeño adecuado frente a estas solicitaciones, se dispone refuerzo adicional tipo bastón $\varnothing 1/2''$ en los apoyos.

Esquema final

A continuación, se presenta el esquema final de la losa aligerada ubicada entre los ejes 1 y 2:

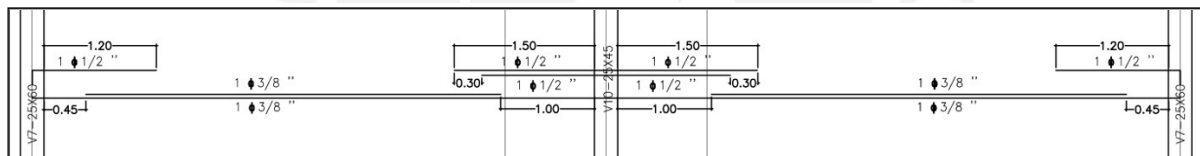


Figura 8 Esquema de losa aligerada analizada.

Nota. Producción propia.

4.2. Diseño de losas macizas

Estos presentan una sección completamente sólida, lo que les permite resistir cargas gravitacionales de forma eficiente y proporcionar elevada rigidez.

4.2.2. Diseño por flexión

La Norma Técnica E.060 establece que debe considerarse un refuerzo mínimo destinado a controlar los efectos de temperatura y retracción. Este refuerzo se obtiene multiplicando el ancho de la sección por el peralte de la losa y por un coeficiente de 0.0018. De esta manera, se

asegura que, aun cuando las solicitaciones de flexión no sean significativas, la losa cuente con la cuantía necesaria para evitar la aparición de fisuras.

El acero de refuerzo debe disponerse con una separación máxima equivalente a tres veces el peralte, sin sobrepasar los 40 cm. Este refuerzo puede colocarse en una o en ambas caras, complementándose con bastones en las zonas que requieran mayor capacidad a flexión.

Cabe precisar que no se señala precisamente la cuantía mínima negativa, por tal motivo se usará el mínimo correspondientes a secciones rectangulares; sin embargo, si la cuantía resulta excesiva, se colocará 1.3 veces el acero requerido.

4.2.2. Diseño por corte

Ya que estos elementos no cuentan con refuerzo transversal como los estribos, la resistencia frente a las solicitaciones de corte depende únicamente del concreto. Para su verificación se emplea la siguiente expresión:

$$\phi V_c \geq V_u$$

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

En caso de que la relación se incumpla, se debe aumentar el espesor de la losa hasta garantizar que la capacidad resistente supere la demanda.

4.2.3. Evaluación de deflexiones

Según lo establecido en la normativa E.060, la Tabla N.º 9.1 fija los espesores mínimos que permiten prescindir de la verificación de deflexiones, siempre que el elemento no soporte ni esté conectado a componentes no estructurales vulnerables a deformaciones excesivas. En caso contrario, deberán aplicarse los criterios desarrollados en el ítem 4.1.4.

4.2.4. Caso práctico de losa maciza

Como caso de referencia, se desarrolla el dimensionamiento de una losa maciza de 20 cm de alto, que trabaja de manera unidireccional y situada entre los ejes 3 y 4. Para su análisis se hace uso del programa ETABS, considerando como cargas de entrada aquellas derivadas del metrado realizado.

Tabla 26 Metrado de cargas para losa maciza.

CARGA MUERTA			CARGA VIVA		
Peso piso terminado	0.10	ton/m ²	Sobrecarga	0.20	ton/m ²
Peso propio (h=20 cm)	0.48	ton/m ²	Ancho tributario	0.40	m
Ancho tributario	0.40	m	Carga viva	0.08	ton/m
Carga muerta	0.23	ton/m			

Nota. Producción propia.

Para lograr una mayor eficiencia en el armado y evitar interrupciones durante la colocación del refuerzo, se ha planteado el diseño de la losa maciza sobre una franja de 40 cm, igual al ancho de la losa aligerada contigua. Esto permite una mayor uniformidad en el armado, alinear los refuerzos principales de ambas losas y simplificar las labores de colocación de los aceros en obra.

A partir del modelo se obtienen los siguientes diagramas:

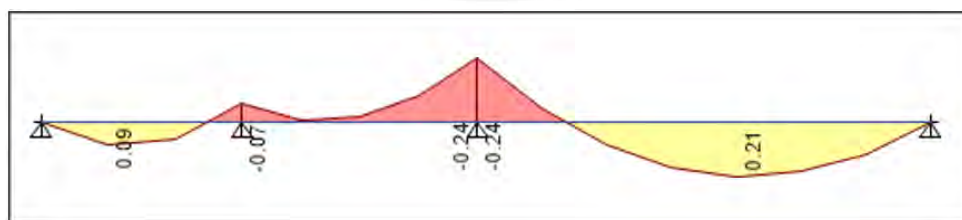


Figura 9 DMF para losa maciza y losa aligerada adyacente.

Nota. Extraído del programa ETABS.

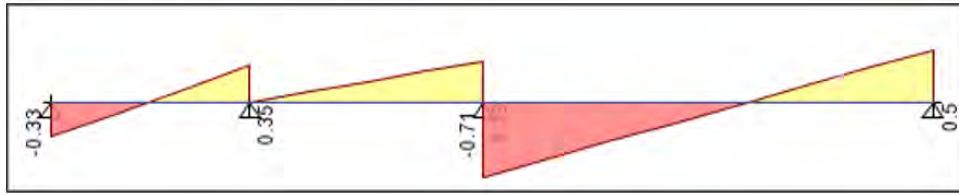


Figura 10 DFC para losa maciza y losa aligerada adyacente.

Nota. Extraído del programa ETABS.

Diseño por flexión

Se procede a determinar tanto los aceros mínimos como máximos permitidos en la franja de la losa maciza evaluada:

$$As_{max} = 0.75 * 2.13\% * 40 * 17 = 10.86 \text{ cm}^2$$

$$As^{+min} = 0.0018 * 40 * 20 = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$As^{-min} = 0.24\% * 40 * 17 = 1.63 \text{ cm}^2$$

La tabla que sigue resume el refuerzo necesario y el obtenido en cálculo, utilizando como base el momento último determinado a partir de los diagramas de momento flector.

Tabla 27 Resumen del diseño por flexión para momento positivo de losa maciza.

Mu+	b	a	As+ requerido	As instalado	ϕMn
ton.m	cm	cm	cm ²		ton.m
0.09	40.00	0.08	0.14	2ϕ3/8"	0.89

Nota. Fuente: Producción propia.

La Tabla 27 muestra que el acero instalado está controlado por la cuantía mínima.

Tabla 28 Resumen del diseño por flexión para momento negativo de losa maciza.

Mu-	b	a	As- requerido	As instalado	ϕMn
ton.m	cm	cm	cm ²		ton.m
-0.07	40.00	0.06	0.11	1ϕ1/2"	0.81

Nota. Fuente: Producción propia.

El cálculo de acero para momento negativo en la Tabla 28 arroja una cantidad mínima de 0.11 cm². Sin embargo, para garantizar uniformidad en el armado y facilitar la construcción, se ha decidido utilizar una barra de 1/2'' que también forma parte de la losa aligerada adyacente.

Diseño por corte

Al evaluar la capacidad cortante del concreto ϕVc se obtuvo un valor de 4.44 ton, mientras que la demanda de cortante última Vu , determinada a partir de la Figura 10, corresponde a 0.33 ton. Dado que la capacidad excede ampliamente la sollicitación ($\phi Vc > Vu$), no es necesario realizar ajustes en la sección, confirmando la seguridad al corte.

Control de deflexiones

Antes de proceder con la verificación, se evalúa si la altura adoptada para la losa permite prescindir de un análisis más detallado. De acuerdo a su condición de apoyo el valor mínimo del peralte es el siguiente:

$$h_{mín} = \frac{l}{24} = \frac{125}{24} = 5.21 \text{ cm}$$

Ya que la losa en análisis tiene una altura mayor igual a 20 cm, se justifica la omisión de un análisis adicional de deflexiones.

Esquema final de losa maciza

Se presenta a continuación el esquema final de la losa maciza situada entre los ejes 4-5 y A-B:

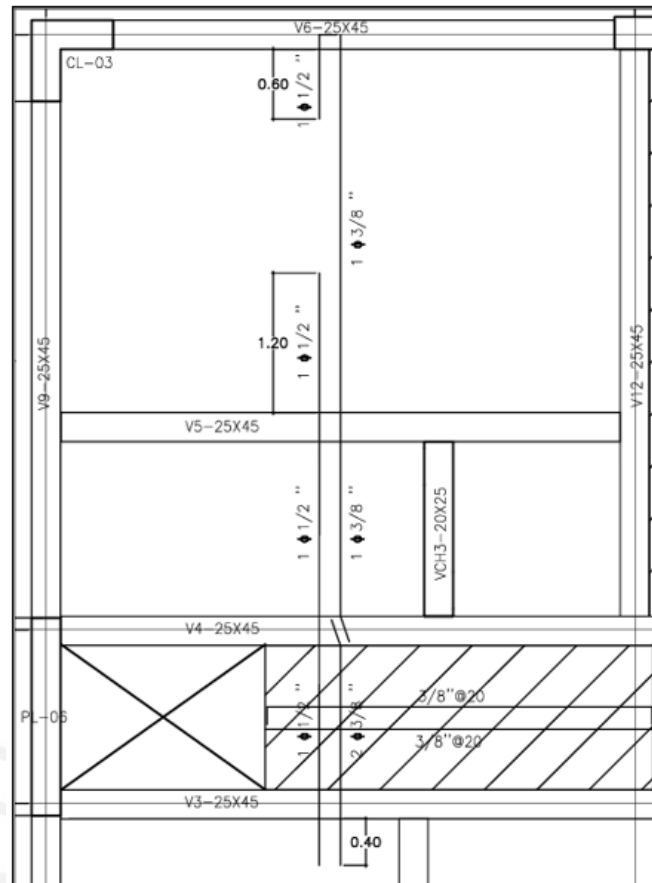


Figura 11 Esquema de losa maciza analizada.

Nota. Producción propia.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS

5.1. Generalidades

En el sistema estructural de un edificio, las vigas cumplen el rol de nexo horizontal entre los elementos que soportan verticalmente la construcción. Su misión principal es recoger los esfuerzos transmitidos por las losas y redistribuirlos hacia columnas, placas o muros, logrando que las cargas lleguen de manera ordenada hasta la cimentación. Además, al integrarse con columnas y losas, las vigas conforman pórticos capaces de resistir tanto fuerzas gravitacionales como acciones sísmicas, otorgando rigidez y estabilidad global a la edificación. El diseño se desarrollará conforme a la normativa E.060.

5.2. Diseño por flexión

En la evaluación del comportamiento a flexión de la viga, resulta indispensable comprobar que el acero dispuesto cumpla con los límites normativos. Para ello, se determinan tanto la cuantía mínima de acero, que garantiza la ductilidad y el control de fisuración, como la cuantía máxima permitida, la cual asegura que la sección no quede sobrerreforzada y pueda desarrollar un comportamiento dúctil. Estas cuantías se calculan de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} \right) b_w d$$

La cuantía máxima de refuerzo se limita al 75 % del valor correspondiente al acero balanceado (A_{sb}):

$$A_{s_{máx}} = 0.75 * A_{sb} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * f'c}{f_y} * \beta_1 * F * d * b \right)$$

Seguidamente, se halla el acero requerido por el momento último (M_u) obtenido del análisis, en base a las siguientes fórmulas:

$$a = d - \sqrt{\left(d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b} \right)}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

5.3. Corte de refuerzo y gancho estándar

En el proceso de diseño es necesario verificar que los refuerzos longitudinales (o bastones) tengan una longitud suficiente para desarrollar completamente su resistencia. Esta longitud mínima, conocida como longitud de desarrollo en tracción, asegura que la barra de acero pueda transmitir los esfuerzos al concreto sin producir deslizamientos ni fallas prematuras en la unión.

El valor de dicha longitud depende de diversos factores:

- La resistencia a la compresión del concreto ($f'c$),
- Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo (f_y),
- El diámetro de la barra,
- Las condiciones de adherencia (lisa o corrugada)
- La posición de la barra dentro del elemento (superior o inferior)

En el presente proyecto, se consideran barras de acero corrugado con un límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y un concreto de resistencia característica $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, valores que corresponden a los materiales comúnmente utilizados en edificaciones de tipo habitacional. Con base en estos parámetros, se determina la longitud de desarrollo a tracción (l_d) para los diferentes diámetros comerciales de barras empleados en la obra.

Tabla 29 Longitud de desarrollo en tracción para aceros inferiores y superiores.

Barra	Db (cm)	Longitud de desarrollo en tracción (cm)	
		Inferior	Superior
8mm	0.8	28	37
3/8"	0.95	34	44
1/2"	1.27	45	58
5/8"	1.59	56	73
3/4"	1.91	67	88
1"	2.54	112	145

Nota. Tomado de "Apuntes del curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2016.

Adicionalmente, está normado que los refuerzos superiores e inferiores no deben interrumpirse en el punto teórico de corte, sino que deben continuar un tramo adicional. En la siguiente figura se muestra gráficamente este criterio, donde se observa cómo los bastones se extienden más allá del punto de corte teórico.

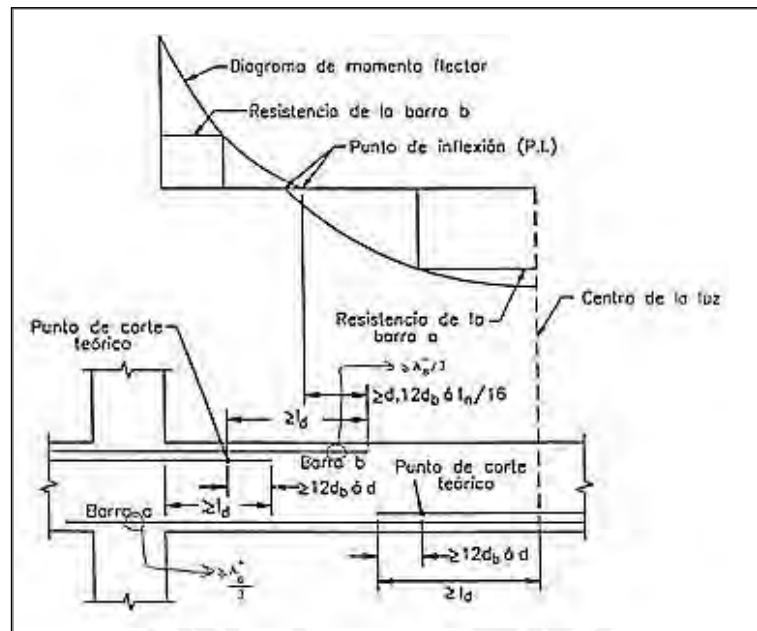


Figura 12 Esquema ilustrativo de las consideraciones que deben tenerse en cuenta para el corte del acero superior e inferior en vigas

Nota. Tomado de “Apuntes del curso Concreto Armado I”, por Ottazzi, 2016.

En situaciones donde el acero de refuerzo no disponga de la longitud recta necesaria para desarrollar adecuadamente los esfuerzos, es imprescindible considerar el uso de ganchos estándar. Estos ganchos permiten garantizar el anclaje requerido y mejora la integración del refuerzo al concreto.

En este proyecto, considerando un concreto con resistencia $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$, se determinan las longitudes mínimas de anclaje con ganchos estándar, las cuales se resumen a continuación:

Tabla 30 Longitudes de desarrollo con gancho estándar para $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Barra	Db (cm)	Ldg (cm)
8mm	0.8	18
3/8"	0.95	21
1/2"	1.27	28
5/8"	1.59	35
3/4"	1.91	42
1"	2.54	56

Nota. Tomado de “Apuntes del curso Concreto Armado I”, por Ottazzi, 2016.

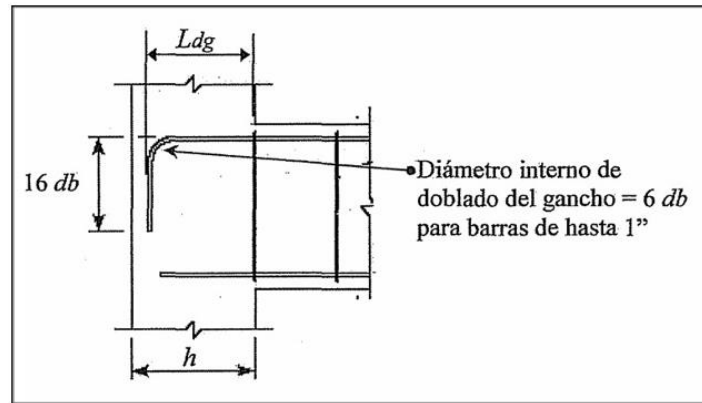


Figura 13 Anclaje con gancho estándar.

Nota. Tomado de “Apuntes del curso Concreto Armado I”, por Ottazzi, 2016.

5.4. Diseño por corte

Con base en el análisis estructural y las cargas aplicadas, se obtiene el diagrama envolvente de cortante de la viga. A partir de este se determina la sollicitación máxima (V_u). Para efectos de diseño, la verificación no se realiza exactamente en la cara del apoyo, sino en una sección desplazada una distancia equivalente al peralte efectivo “ d ” hacia el interior de la viga. Esta condición se justifica porque las grietas diagonales por cortante no se forman exactamente en la cara del apoyo, sino aproximadamente a una distancia “ d ”. Evaluar el cortante a la distancia “ d ” permite obtener un valor más realista de la demanda estructural, garantizando un diseño seguro y evitando sobredimensionamientos innecesarios.

La capacidad resistente aportada por el concreto (ϕV_c) se calcula con la siguiente fórmula:

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

Si $V_u > \phi V_c$, será necesario incluir refuerzo transversal mediante estribos. La resistencia adicional aportada por los estribos (V_s) se calcula como:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Por lo tanto, se debe cumplir la condición:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

Adicionalmente, el valor de V_s no debe exceder el siguiente límite:

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

El distanciamiento (s) se determina usando la relación:

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

Adicionalmente, la norma exige lo siguiente:

$$V_{s_{\lim}} = 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Si $V_s \leq V_{s_{\lim}}$, entonces $s \leq 0.60 \text{ m}$ y $s \leq d/2$

Si $V_s > V_{s_{\lim}}$, entonces $s \leq 0.30 \text{ m}$ y $s \leq d/4$

Así mismo, se exigen disposiciones especiales en el diseño a cortante por capacidad, buscando asegurar que las vigas desarrollen un comportamiento dúctil, permitiendo disipar energía y mantener la integridad estructural del sistema.

5.5. Evaluación de fisuraciones

Se realiza el mismo proceso explicado en el ítem 4.1.3.

5.6. Evaluación de deflexiones

Se realiza el mismo proceso explicado en el ítem 4.1.4.

5.7. Caso práctico de diseño de viga

❖ Ejemplo de diseño de viga VP-02 (25x45)

Como ejemplo práctico, se muestra el diseño de la viga VP-02 (25x45 cm) situada en el eje 2 de un piso típico, tal como se observa en la Figura 14.

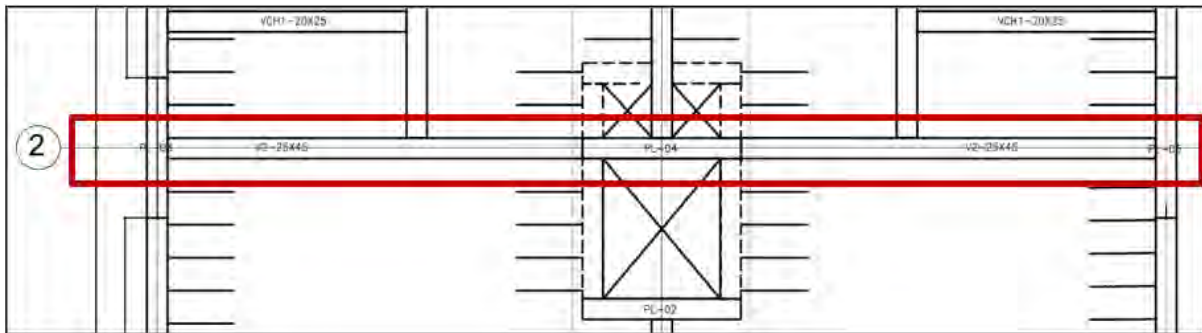


Figura 14 Ubicación en planta de la viga VP-02.

Nota. Producción propia.

A partir del modelo estructural generado en ETABS, se obtuvieron las envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes correspondientes a las combinaciones de carga de diseño. Dado que la configuración geométrica y las condiciones de apoyo hacen que la viga presente simetría respecto al eje Y, el proceso de dimensionamiento se desarrolla únicamente para uno de los tramos, siendo este resultado aplicable al tramo opuesto.

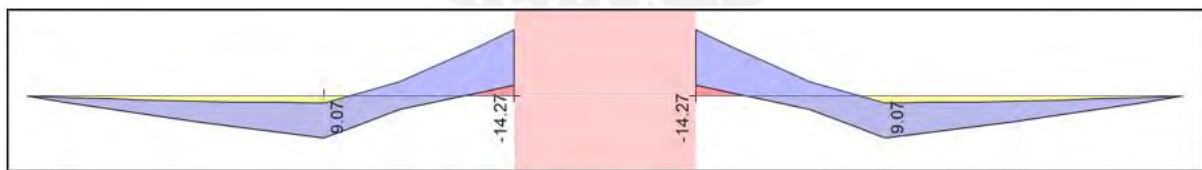


Figura 15 Envolvente de momentos flectores (ton.m) de la viga analizada VP-02.

Nota. Obtenido del programa ETABS.

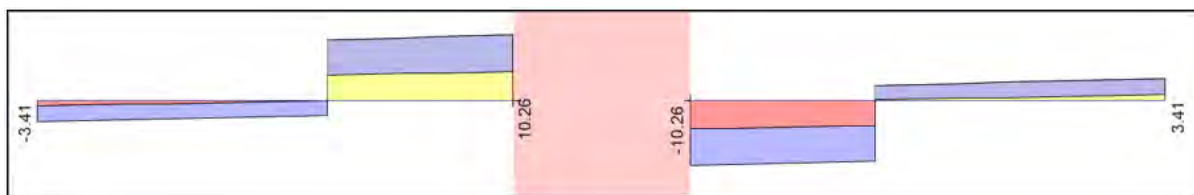


Figura 16 Envolvente de fuerzas cortantes (ton) de la viga analizada VP-02.

Nota. Obtenido del programa ETABS.

Diseño por flexión

Previo al dimensionamiento del refuerzo, se determinan las cuantías límite de acero longitudinal, tanto mínima como máxima:

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \right) * 25 * 37 = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{máx}} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * 210}{4200} * 0.85 * 0.588 * 37 * 25 \right) = 14.74 \text{ cm}^2$$

En la Tabla 31 se detallan los valores de diseño obtenidos para toda de la viga, junto con el área de acero requerida y el refuerzo finalmente adoptado, verificando que estos se encuentren dentro de los límites establecidos anteriormente.

Tabla 31 Cálculo del diseño de flexión para la viga VT-02.

Tramo	1			2		
M- (ton.m)	0	0	14.27	14.27	0	0
M+ (ton.m)	0.42	9.1	0	0	9.1	0.42
As- (cm2)	0.0	0.0	12.05	12.05	0.0	0.00
As+ (cm2)	0.3	7.2	0.0	0.0	7.2	0.3
As ins -	2φ5/8	2φ5/8	4φ5/8 + 2φ3/4	4φ5/8 + 2φ3/4	2φ5/8	2φ5/8
As ins +	2φ5/8	4φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	4φ5/8	2φ5/8
As ins - (cm2)	3.96	3.96	13.62	13.62	3.96	3.96
As ins + (cm2)	3.96	7.92	3.96	3.96	7.92	3.96
ΦMn - (ton.m)	5.3	5.3	15.7	15.7	5.3	5.3
ΦMn + (ton.m)	5.3	10.0	5.3	5.3	10.0	5.3

Nota. Fuente: Producción propia.

La Tabla 31 evidencia que la placa que se encuentra entre ambos tramos genera momentos negativos importantes y por ello se instala mayor cantidad de acero. Así mismo, el refuerzo colocado en la viga tiene capacidad para resistir momentos superiores a los momentos últimos determinados en el análisis, garantizando así el cumplimiento del diseño por flexión.

Corte de refuerzo

Para definir la longitud de los bastones, es necesario identificar primero el punto de corte teórico. De acuerdo a lo mostrado en la Tabla 31, los aceros corridos colocados son de $2\phi 5/8''$, lo cual otorga una capacidad ΦM_n de 5.3 ton.m y $4\phi 5/8''$ de 10 ton.m. Por lo tanto, los puntos teóricos en la viga se muestran en el siguiente esquema:

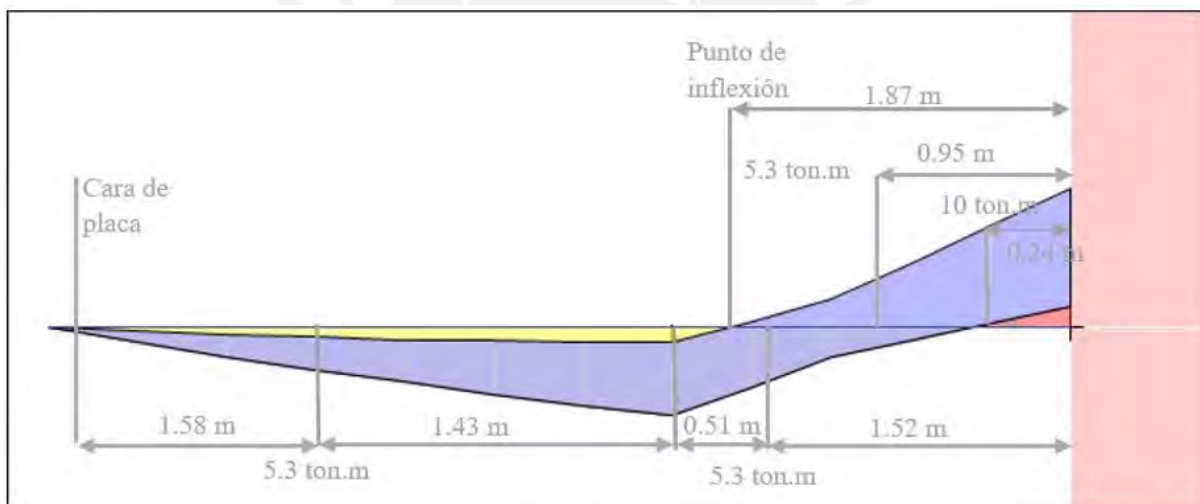


Figura 17 Puntos teóricos de corte para bastones de la viga VP-02.

Nota. Obtenido del programa ETABS.

Las longitudes teóricas deben extenderse la distancia mayor entre “d” y “12db”, al mismo tiempo la distancia extendida no debe ser menor que longitud de desarrollo “Ld”. Los valores a considerar se detallan a continuación:

- $d = 37 \text{ cm}$
- $12db = 12 * 1.59 = 19 \text{ cm}$

- L_d 5/8'' para barras inferiores = 60 cm
- L_d 5/8'' para barras superiores = 75 cm
- L_d 3/4'' para barras superiores = 90 cm

Finalmente, los bastones a considerar serán de las siguientes longitudes:

- Bastón de 5/8'' (-) superior de lado derecho:
 - Corte teórico: $1.87 + 0.37 = 2.50$ m (elegido)
 - Corte típico: 1.30 m
- Bastón de 3/4'' (-) superior de lado derecho:
 - Corte teórico = $0.24 + 0.37 = 0.70$ m $< L_d = 0.90$ m
 - Corte típico = 1.00 m (elegido)
- Bastón de 5/8'' (+) inferior de zona central: $1.43 + 0.37 + 0.51 + 0.37 = 2.68$ m

Longitud desde la cara de placa izquierda:

- Corte teórico = 1.20 m
- Corte típico = 0.70 m (elegido)

Longitud desde la cara de placa derecha:

- Corte teórico = 1.10 m
- Corte típico = 0.80 m (elegido)

Diseño por corte

Realizando los cálculos correspondiente, la resistencia frente al corte (ϕV_c) de la sección es 6.04 ton. La siguiente tabla muestra los resultados de las cortantes evaluadas a una distancia “d” en ambos tramos.

Tabla 32 Fuerzas cortantes a partir de la envolvente a una distancia "d" de la viga VP-02.

Tramo	1		2	
V+ (ton)	0	10.12	10.12	0
V- (ton)	-3.24	0	0	-3.24

Nota. Producción propia.

A partir de la Tabla 32 se obtiene una cortante crítica de $V_u \text{ envolvente} = 10.12 \text{ ton}$ la cual excede al valor ϕV_c de 6.04 ton, por lo tanto, se requiere el aporte del acero mediante estribos (V_s):

$$V_s = \frac{10.12 - 6.04}{0.85} = 4.8 \text{ ton}$$

El valor de V_s no debe exceder el siguiente límite:

$$V_{s_{\max}} = \frac{2.1 * \sqrt{210} * 25 * 37}{1000} = 28.15 \text{ ton}$$

Ya que $V_s < V_{s_{\max}}$ podemos continuar hallando el valor del espaciamiento (s):

$$s = 2 * 0.71 * 4200 * \frac{37}{4.80 * 1000} = 46 \text{ cm}$$

Se calcula el $V_{s_{\lim}}$, lo cual nos permitirá limitar el espaciamiento de estribos:

$$V_{s_{\lim}} = \frac{1.1 * \sqrt{210} * 25 * 37}{1000} = 14.74 \text{ ton}$$

Ya que $V_s \leq V_{s_{\lim}}$, entonces el espaciamiento debe ser el mínimo entre 60 cm y 18.5 cm.

Se continúa el diseño con lo establecido en el Capítulo 21, se calcula la cortante última de diseño entre los casos a y b:

a. Cortante por capacidad

Los momentos nominales se obtienen a partir de la Tabla 31 y se calculan las cargas de gravedad amplificadas.

$$Wu = 1.25 * (Cm + Cv) = 1.25 * (2.4 * 0.45 * 0.25 + 0.1 * 0.25) = 0.38 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Momentos nominales en sentido antihorario

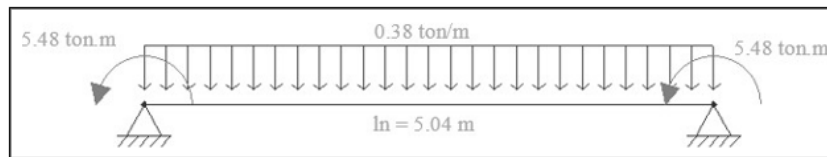


Figura 18 Momentos nominales en sentido antihorario.

Nota. Producción propia.

$$Vu = \frac{5.48 + 5.48}{5.04} + \frac{0.38 * 5.04}{2} = 3.25 \text{ ton}$$

- Momentos nominales en sentido horario

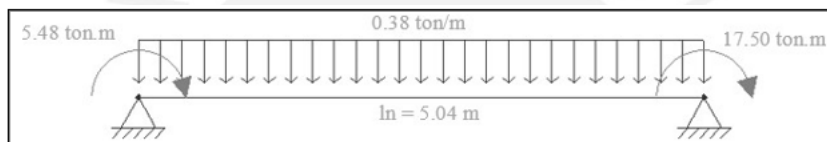


Figura 19 Momentos nominales en sentido horario.

Nota. Producción propia.

$$Vu = \frac{5.48 + 17.50}{5.04} + \frac{0.38 * 5.04}{2} = 5.56 \text{ ton}$$

El valor de la fuerza cortante para el caso a es $Vu(a) = 5.56 \text{ ton}$.

- b. Cortante con amplificación sísmica de 2.5

En este caso, la fuerza cortante se determinó mediante ETABS, creando adicionalmente una combinación de carga incrementando el sismo por 2.5. El diagrama de cortante se muestra seguidamente:

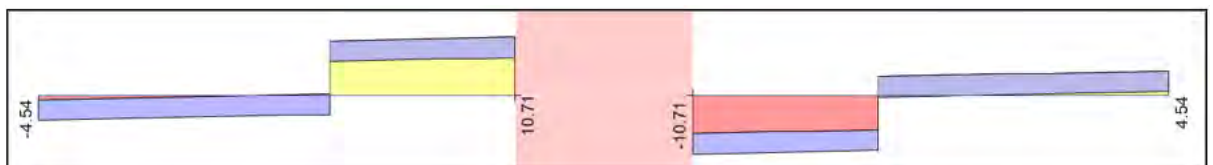


Figura 20 Envolvente de fuerzas cortantes (ton) para el caso con sismo amplificado por 2.5.

Nota. Extraído del programa ETABS.

El valor de la cortante última del caso b, hallada a 37 cm desde la cara del apoyo, es $Vu(b) = 10.60 \text{ ton}$.

Normativamente se indica que debe adoptarse como cortante de diseño el menor resultado entre los casos a y b, por lo que se tiene $Vu=5.56 \text{ ton}$. Al comparar este valor con la cortante de la envolvente ($Vu=10.12 \text{ ton}$, Tabla 32), se adopta esta última como la definitiva para el diseño. Además, la viga debe cumplir con las disposiciones de confinamiento correspondientes.

Se calcula la longitud de confinamiento:

$$L_o = 2 * h = 2 * 45 = 90 \text{ cm}$$

El espaciamiento (s) en la zona confinada debe ser el menor entre:

$$\frac{d}{4} = \frac{37}{4} = 9 \text{ cm} < 15 \text{ cm}, \text{ entonces } 15 \text{ cm}$$

$$10 * \text{diámetro de barra menor} = 10 * 1.59 = 15.90 \text{ cm}$$

$$24 * \text{diámetro de estribo} = 24 * 0.95 = 22.80 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm}$$

En la zona confinada se adoptó un espaciamiento de 15 cm. Fuera de esta región, la separación de estribos no es mayor al valor mínimo normado.

$$0.5 * d = 0.5 * 37 = 18.50 \text{ cm}$$

El espaciamiento de 18.5 cm cumple con las exigencias del diseño por resistencia y capacidad, colocándose los estribos en la viga VP-02 según la siguiente distribución desde cada extremo:

$$3/8'' \phi: 1@0.05, 6@0.15, rto@0.185 \text{ m}$$

Control de fisuraciones

Para este control se presenta el DMF, del cual se obtiene los valores que se usarán en los cálculos de los parámetros correspondientes.

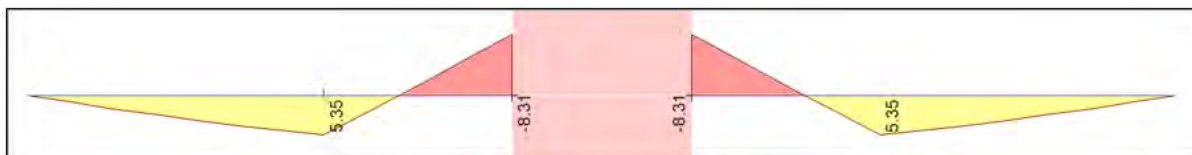


Figura 21 DMF (ton.m) bajo cargas de servicio en la viga VP-02.

Nota. Extraído del programa ETABS.

Se halla el valor de “Z” en base a las ecuaciones expuestas en el ítem 4.1.3. obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 33 Cálculo de parámetro “Z” para viga.

Parámetro	Momento en servicio (kg.cm)		
	(+) 26000	(+) 535000	(-) 831000
fs	197.23	1623.39	1832.53
d(cm)	37	37	37
As(cm ²)	3.96	7.92	13.62
dc(cm)	6	6	6
Act	200.00	100.00	66.67
ys(cm)	8	8	8
b(cm)	25	25	25
n° barras	2	4	6
Z(kg/cm ²)	2095.92	17115.23	13502.19

Nota. Producción propia.

La Tabla 33 demuestra que el valor de Z no supera para ningún caso el valor de 26000 kg/cm², por lo tanto, la fisuración en la viga peraltada VP-02 se encuentra controlada.

Control de deflexiones

Primero, se revisa si el espesor de la viga peraltada permite omitir la verificación de deflexiones. De acuerdo a su condición de apoyo (apoyado-continuo) el valor mínimo del peralte es el siguiente:

$$h_{mín} = \frac{l}{18.5} = \frac{504}{18.5} = 27.24 \text{ cm}$$

La viga peraltada posee una altura y peralte de 45 cm y 37 cm, respectivamente. Por consiguiente, se cumple con la altura mínima de peralte y se puede omitir los cálculos de deflexiones.

Esquema final de viga peraltada VP-02

A continuación, se presenta el esquema final de la viga peraltada VP-02 ubicada en el eje 2:

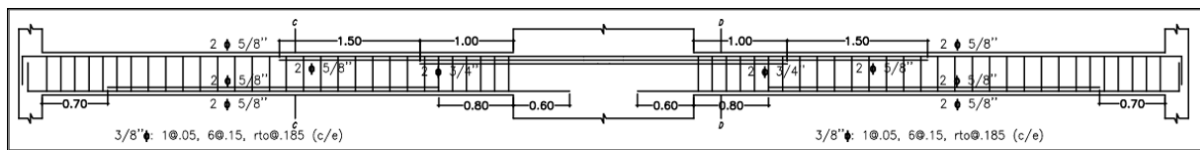


Figura 22 Esquema final de la viga peraltada VP-02.

Nota. Producción propia.

❖ Caso práctico de diseño de viga VP-07

De manera complementaria, se desarrolla el diseño estructural de la viga VP-07, ubicada en el eje A del nivel tipo (ver Figura 23). Esta viga está conformada por tres tramos consecutivos: los dos primeros con una sección transversal de 25x60 cm, y un tercer tramo cuya dimensión es 25x45 cm, debido a la reducción de cargas que actúan sobre dicho sector. Tal como se observa en la Figura 23, la viga VP-07 recibe cargas provenientes de losas aligeradas en los dos primeros tramos, mientras que en el tramo final únicamente soporta su peso propio, lo que justifica la variación de su sección y el ajuste del refuerzo longitudinal a lo largo de su desarrollo.

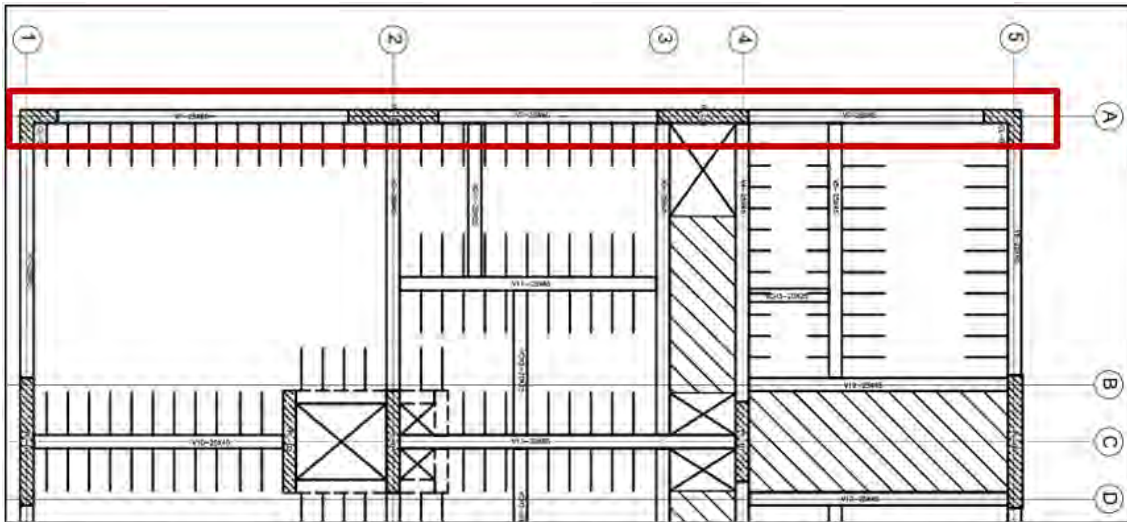


Figura 23 Ubicación en planta de la viga VP-07.

Nota. Producción propia.

A partir del modelo estructural generado en ETABS, se obtuvieron las envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes correspondientes a las combinaciones de carga de diseño aplicadas a la viga VP-07. Estas envolventes permiten identificar los valores de las zonas donde se concentran los esfuerzos máximos y, en consecuencia, constituyen la base para el dimensionamiento del refuerzo longitudinal y transversal del elemento.

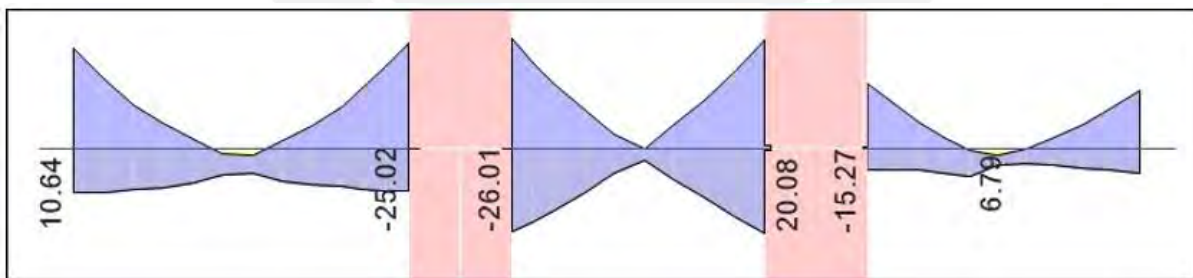


Figura 24 Envolvente de DMF (ton.m) de la viga analizada VP-07.

Nota. Obtenido del programa ETABS.

La viga VP-07 se desarrolla en sus extremos, ya que las columnas ubicadas en esos puntos permiten su anclaje. Esta condición incrementa la restricción en los apoyos y genera momentos negativos considerables en dichas zonas, tal como se aprecia en la envolvente de momentos flectores. De manera adicional, la presencia de placas

estructurales en los tramos centrales contribuye significativamente a la rigidez de la línea de apoyo, incrementando los momentos en esas regiones.

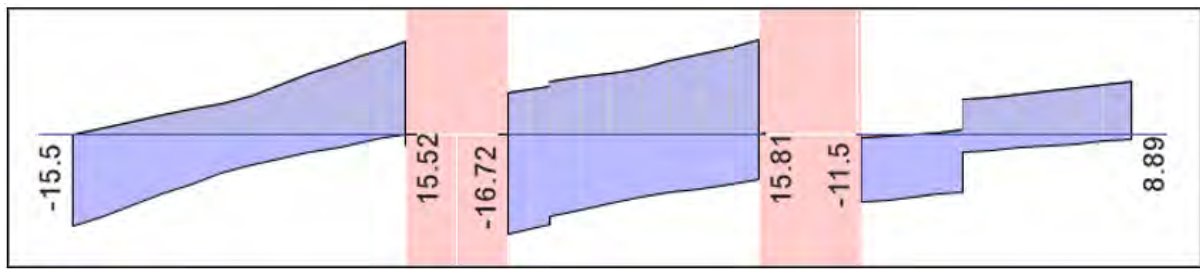


Figura 25 Envolvente de DFC (ton) de la viga analizada VP-07.

Nota. Obtenido del programa ETABS.

Diseño por flexión

Se calcula los aceros límites de la viga analizada.

- 1er y 2do tramo viga de 25x60 cm

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \right) * 25 * 52 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * 210}{4200} * 0.85 * 0.588 * 52 * 25 \right) = 20.71 \text{ cm}^2$$

- 3er tramo viga de 25x45 cm

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \right) * 25 * 37 = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * 210}{4200} * 0.85 * 0.588 * 37 * 25 \right) = 14.74 \text{ cm}^2$$

En las Tablas siguientes se resumen los valores de momentos de diseño obtenidos para cada tramo de la viga VP-07, así como el área de acero requerida y el refuerzo finalmente adoptado en función de dichas solicitaciones.

Tabla 34 Cálculo del diseño de flexión para primer tamo de VP-07.

Tramo		1	
M- (ton.m)	23.78	0.00	25.02
M+ (ton.m)	10.64	6.08	10.25
As- (cm2)	13.83	0.00	14.68
As+ (cm2)	5.71	3.19	5.49
As ins -	2ϕ3/4 + 3ϕ3/4	2ϕ3/4	2ϕ3/4 + 2ϕ5/8 + 2ϕ3/4
As ins +	2ϕ5/8 + 1ϕ5/8	2ϕ5/8	2ϕ5/8 + 1ϕ5/8
As ins - (cm2)	14.25	5.70	15.36
As ins + (cm2)	5.94	3.96	5.94
Φ Mn - (ton.m)	24.40	10.63	25.99
Φ Mn + (ton.m)	11.04	7.50	11.04

Nota. Producción propia.

Tabla 35 Cálculo del diseño de flexión para segundo tamo de VP-07.

Tramo		2	
M- (ton.m)	26.00	0.00	25.73
M+ (ton.m)	20.08	2.76	20.00
As- (cm2)	15.37	0.00	15.17
As+ (cm2)	11.39	1.42	11.34
As ins -	2ϕ3/4 + 2ϕ5/8 + 2ϕ3/4	2ϕ3/4	2ϕ3/4 + 2ϕ5/8 + 2ϕ3/4
As ins +	2ϕ5/8 + 2ϕ5/8 + 2ϕ5/8	2ϕ5/8	2ϕ5/8 + 2ϕ5/8 + 2ϕ5/8
As ins - (cm2)	15.37	5.70	15.36
As ins + (cm2)	11.88	3.96	11.88
Φ Mn - (ton.m)	26.00	10.63	26.00
Φ Mn + (ton.m)	20.83	7.50	20.83

Nota. Fuente: Producción propia.

Tabla 36 Cálculo del diseño de flexión para tercer tamo de VP-07.

Tramo		3	
M- (ton.m)	15.05	0.00	13.57
M+ (ton.m)	5.01	6.78	5.71
As- (cm2)	12.87	0.00	11.34
As+ (cm2)	3.76	5.19	4.32
As ins -	2ϕ3/4 + 2ϕ5/8 + 2ϕ3/4	2ϕ3/4	2ϕ3/4 + 2ϕ3/4
As ins +	3ϕ5/8	3ϕ5/8	3ϕ5/8
As ins - (cm2)	15.36	5.70	11.40

As ins + (cm ²)	5.94	5.94	5.94
ΦMn - (ton.m)	17.29	7.39	13.63
ΦMn + (ton.m)	7.68	7.68	7.68

Nota. Producción propia.

Como se puede ver en las Tablas 34, 35 y 36, las placas que se encuentra entre los tramos generan momentos negativos importantes y por ello se debe instalar mayor cantidad de acero. Así mismo, el acero instalado a lo largo de la viga suministra ΦMn mayores respecto a los momentos últimos del análisis estructural, garantizando el cumplimiento del diseño por flexión.

Corte de refuerzo

De acuerdo a lo mostrado en la Tabla 34, los aceros corridos negativos colocados son de 2φ3/4'', lo cual otorga una capacidad de ΦMn de 10.63 ton.m, y el refuerzo adicional de 2φ5/8'' otorga una capacidad de 17.32 ton.m. En el caso de los aceros corridos positivos, estos son de 2φ5/8'' que otorga una capacidad de 7.50 ton.m y el refuerzo adicional de 2φ5/8'' otorga una capacidad de 14.45 ton.m. Por lo tanto, los puntos teóricos en la viga se muestran en el siguiente esquema:

- 1er tramo viga de 25x60 cm

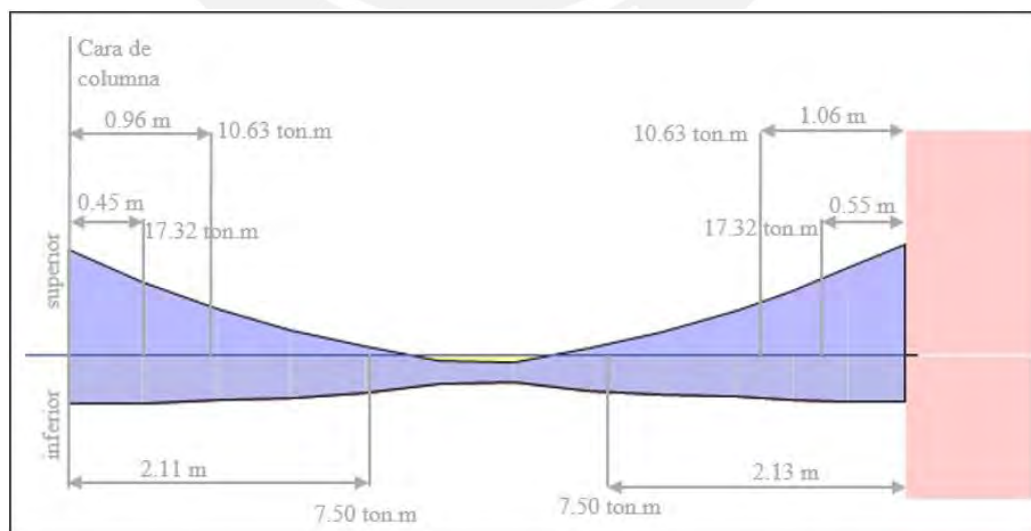


Figura 26 Puntos teóricos de corte para bastones superiores e inferiores del 1er tramo de la viga VP-07.

Nota. Extraído del programa ETABS.

- 2do tramo viga de 25x60 cm

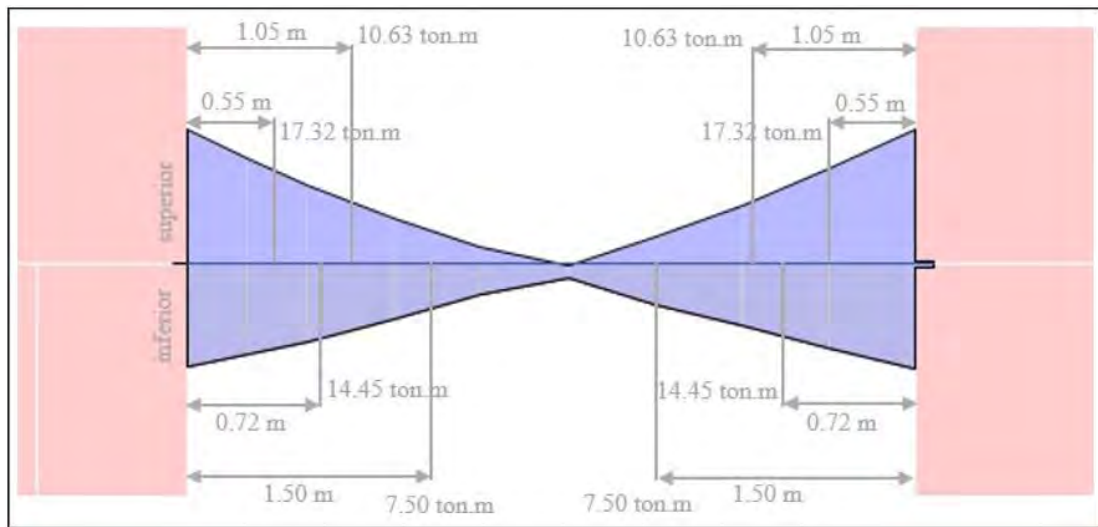


Figura 27 Puntos teóricos de corte para bastones superiores e inferiores del 2do tramo de la viga VP-07.

Nota. Extraído del programa ETABS.

- 3er tramo viga de 25x45 cm

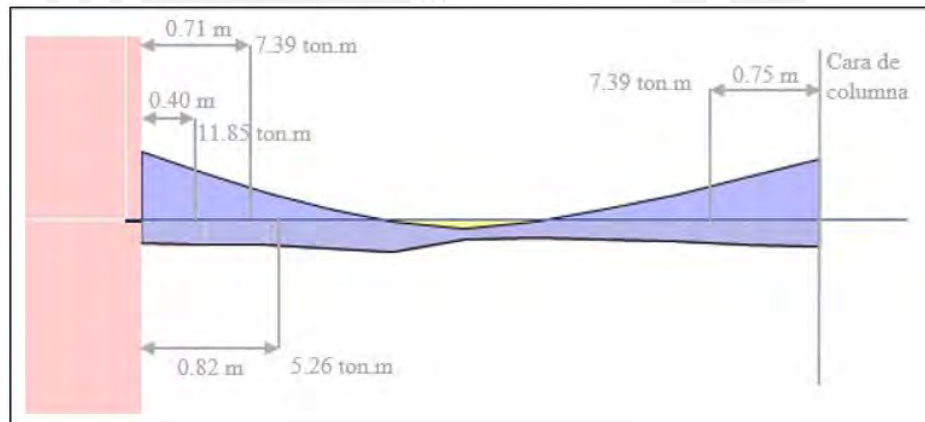


Figura 28 Puntos teóricos de corte para bastones superiores e inferiores del 3er tramo de la viga VP-07.

Nota. Extraído del programa ETABS.

Las longitudes teóricas deben extenderse la distancia mayor entre “d” y “12db”, al mismo tiempo la distancia extendida debe ser mínimamente la longitud de desarrollo “Ld”. A continuación, se indican los valores calculados:

- 1er y 2do tramo de VP-07

- $d = 52 \text{ cm}$
- $12db = 12 * 1.59 = 19 \text{ cm}$
- Ld para barras 5/8'' inferiores = 60 cm
- Ld para barras 5/8'' superiores = 75 cm
- Ld para barras 3/4'' superiores = 90 cm
- 3er tramo de VP-07
 - $d = 37 \text{ cm}$
 - $12db = 12 * 1.59 = 19 \text{ cm}$
 - Ld para barras 5/8'' inferiores = 60 cm
 - Ld para barras 3/4'' superiores = 90 cm

Finalmente, las longitudes a considerar serán de las siguientes para el 1er tramo:

- Bastón de 3/4'' (-) superior de lado izquierdo: $0.96 + 0.52 = 1.50 \text{ m}$
- Bastón de 5/8'' (-) superior de lado derecho: $1.06 + 0.52 = 1.60 \text{ m}$
- Bastón de 3/4'' (-) superior de lado derecho: $0.55 + 0.52 = 1.10 \text{ m}$
- Acero corrido de 5/8'' (+) inferior

De igual manera se realizan los cálculos para los 2 tramos restantes.

Diseño por corte

La resistencia frente al corte (ϕV_c) es la siguiente:

- 1er y 2do tramo de VP-07 (25x60)

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 52 = 8.49 \text{ ton}$$

- 3er tramo de VP-07 (25x45)

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 37 = 6.04 \text{ ton}$$

La siguiente tabla muestra los valores de las cortantes ubicadas a una distancia “d” en los tres tramos.

Tabla 37 Fuerzas cortantes a partir de la envolvente a una distancia “d” de la viga VP-07.

Tramo	1		2		3	
V+ (ton)	1.17	13.82	7.76	14.58	0	5.36
V- (ton)	-13.57	-1.01	-15.49	-8.46	-11.09	-10.50

Nota. Producción propia.

De la Tabla 37 se observa que, en los tres tramos, la fuerza cortante última excede la capacidad resistente aportada por el concreto.

$$Vu_{1er} = 13.82 \text{ ton} < \phi Vc = 8.49 \text{ ton}$$

$$Vu_{2do} = 15.49 \text{ ton} < \phi Vc = 8.49 \text{ ton}$$

$$Vu_{3er} = 11.09 \text{ ton} < \phi Vc = 6.04 \text{ ton}$$

Por ello, se requiere el aporte del acero mediante el uso de estribos (V_s):

$$Vs_{1er} = \frac{13.82 - 8.49}{0.85} = 6.27 \text{ ton}$$

$$Vu_{2do} = \frac{15.49 - 8.49}{0.85} = 8.24 \text{ ton}$$

$$Vu_{3er} = \frac{11.09 - 6.04}{0.85} = 5.94 \text{ ton}$$

El valor de V_s no debe exceder el siguiente límite:

- 1er y 2do tramo de VP-07 (25x60)

$$Vs_{m\acute{a}x} = \frac{2.1 * \sqrt{210} * 25 * 52}{1000} = 39.56 \text{ ton}$$

- 3er tramo de VP-07 (25x45)

$$V_{S_{m\acute{a}x}} = \frac{2.1 * \sqrt{210} * 25 * 37}{1000} = 28.15 \text{ ton}$$

Ya que $V_s < V_{S_{m\acute{a}x}}$ podemos continuar hallando el valor del espaciamiento (s):

- 1er y 2do tramo de VP-07 (25x60)

$$s = 2 * 0.71 * 4200 * \frac{52}{4.24 * 1000} = 73 \text{ cm}$$

- 3er tramo de VP-07 (25x45)

$$s = 2 * 0.71 * 4200 * \frac{37}{4.24 * 1000} = 52 \text{ cm}$$

Se calcula el $V_{S_{l\acute{i}m}}$, lo cual nos permitirá limitar el espaciamiento de estribos:

- 1er y 2do tramo de VP-07 (25x60)

$$V_{S_{l\acute{i}m}} = \frac{1.1 * \sqrt{210} * 25 * 52}{1000} = 20.72 \text{ ton}$$

- 3er tramo de VP-07 (25x45)

$$V_{S_{l\acute{i}m}} = \frac{1.1 * \sqrt{210} * 25 * 37}{1000} = 14.74 \text{ ton}$$

Ya que $V_s \leq V_{S_{l\acute{i}m}}$, entonces el espaciamiento debe ser el mínimo entre 60 cm y d/2 cm, según el peralte que corresponda.

Se continúa el diseño de corte calculando la cortante última de diseño entre los casos a y b para el primer tramo:

a. Cortante por capacidad

Los momentos nominales se obtienen a partir de la Tabla 34. Se realiza el diseño por capacidad para el primer tramo de la viga VP-07.

$$Wu = 1.25 * (1.55) = 1.94 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Momentos nominales en sentido antihorario

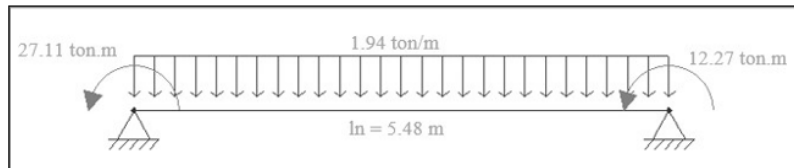


Figura 29 Momentos nominales en sentido antihorario.

Nota. Producción propia.

$$Vu = \frac{27.11 + 12.27}{5.48} + \frac{1.94 * 5.48}{2} = 12.50 \text{ ton}$$

- Momentos nominales en sentido horario

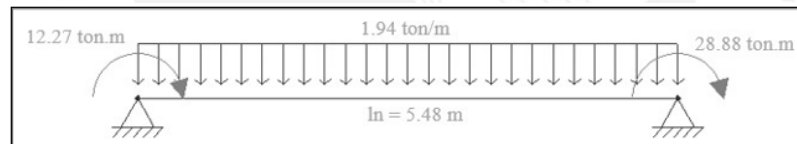


Figura 30 Momentos nominales en sentido horario.

Nota. Producción propia.

$$Vu = \frac{12.27 + 28.88}{5.48} + \frac{1.94 * 5.48}{2} = 12.83 \text{ ton}$$

El valor de la fuerza cortante para el caso a es $Vu(a) = 12.83 \text{ ton}$ en el primer tramo.

b. Cortante con amplificación sísmica de 2.5

En este caso, la fuerza cortante se determinó mediante ETABS, adicionando una combinación de carga en la que el sismo se ve amplificada por 2.5. El resultado se muestra en el siguiente diagrama de cortante:

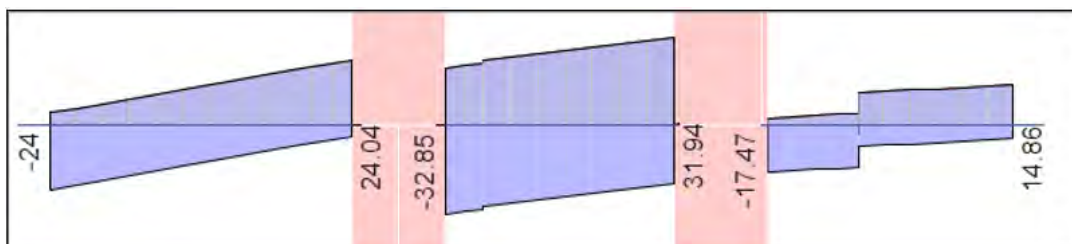


Figura 31 Envolvente de DFC (ton) para el caso con sismo amplificado por 2.5.

Nota. Obtenido del programa ETABS.

La Tabla siguiente resume los valores calculados en los tres tramos:

Tabla 38 Cortante últimas de diseño para cada tramo.

	TRAMO		
	1	2	3
Vu Caso a	12.83	17.60	9.09
Vu Caso b	22.33	22.15	17.06
Vu Envolvente	13.82	15.49	11.09
Vu diseño	13.82	17.60	11.09

Nota. Producción propia.

El valor de la fuerza cortante última del caso b para el primer tramo, obtenida a una distancia “d” de la cara, es $Vu(b) = 22.33 \text{ ton}$.

La Norma E.060 indica que debe adoptarse como cortante de diseño el menor valor entre los casos a y b, a fin de evitar un refuerzo innecesario en la viga. En este caso, el cortante último entre ambos resulta $Vu = 12.82 \text{ ton}$. Dicho valor se contrasta con la cortante última de la envolvente ($Vu = 13.82$, Tabla 37), al ser mayor, este último se adopta como el valor de diseño por corte.

Con base en $Vu = 13.82 \text{ ton}$, se obtiene un espaciamiento máximo de 25 cm. Además, al tratarse de una viga destinada a resistir acciones sísmicas, el diseño debe satisfacer los requisitos de confinamiento al corte, los cuales se detallan a continuación:

Se calcula la longitud de confinamiento:

$$L_o = 2 * h = 2 * 60 = 120 \text{ cm}$$

Para establecer la separación de estribos en la zona confinada de la viga, se compararon los límites normativos aplicables, tomando como referencia:

$$\frac{d}{4} = \frac{52}{4} = 13 \text{ cm} < 15 \text{ cm, entonces } 15 \text{ cm}$$

$$10 * 1.59 = 15.90 \text{ cm}$$

$$24 * 0.95 = 22.80 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm}$$

Se adopta un espaciamiento máximo de 15 cm en esta región.

Fuera de esta región, la separación de estribos no debe exceder el valor mínimo normado.

$$0.5 * d = 0.5 * 52 = 26 \text{ cm}$$

El espaciamiento de 25 cm cumple con las exigencias del diseño por resistencia y capacidad, determinándose la distribución de los estribos, desde cada extremo de la viga VP-07, de la siguiente manera:

$$3/8'' \phi: 1@0.05, 8@0.15, rto@0.25 \text{ m}$$

Control de fisuraciones

Para este control se presenta el DMF, del cual se obtiene los valores que se usarán en los cálculos de los parámetros correspondientes.

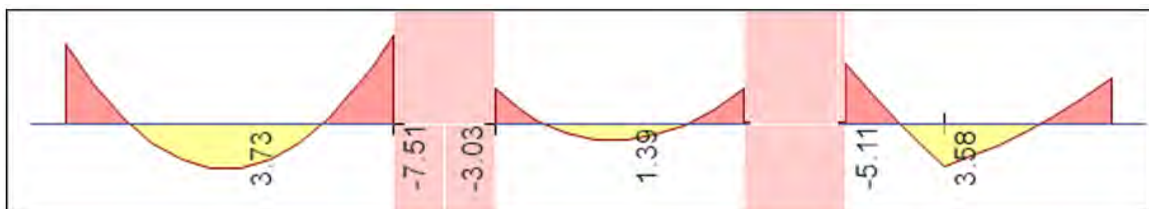


Figura 32 DMF (ton.m) bajo cargas de servicio en la viga VP-07.

Nota. Extraído del programa ETABS.

El valor de “Z” se calcula en base a las ecuaciones expuestas en el ítem 4.1.3. obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 39 Cálculo de parámetro “Z” para primer tramo de la viga VP-07.

Parámetro	Momento en servicio (kg.cm)		
	(-) 656000	(+) 372000	(-) 742000
fs	2360.58	2007.94	1032.24
d(cm)	52	52	52
As(cm ²)	5.94	3.96	15.36
dc(cm)	6	6	6
Act	80.00	200.00	66.67
ys(cm)	8	8	8
b(cm)	25	25	25
n° barras	5	2	6
Z(kg/cm ²)	18482.74	21337.50	7605.58

Nota. Producción propia.

Tabla 40 Cálculo de parámetro “Z” para segundo tramo de la viga VP-07.

Parámetro	Momento en servicio (kg.cm)		
	(-) 303000	(+) 137000	(-) 287000
fs	421.52	739.48	1032.76
d(cm)	52	52	52
As(cm ²)	15.36	3.96	5.94
dc(cm)	6	6	6
Act	66.67	200.00	66.67
ys(cm)	8	8	8
b(cm)	25	25	25
n° barras	6	2	6
Z(kg/cm ²)	3105.78	7858.16	7609.41

Nota. Producción propia.

Tabla 41 Cálculo de parámetro “Z” para tercer tramo de la viga VP-07.

Parámetro	Momento en servicio (kg.cm)		
	(-) 511000	(+) 356000	(-) 386000
fs	999.07	1800.39	754.68
d(cm)	37	37	37
As(cm ²)	15.36	5.94	15.36
dc(cm)	6	6	6
Act	66.67	133.33	100.00

ys(cm)	8	8	8
b(cm)	25	25	25
n° barras	6	3	4
Z(kg/cm ²)	7361.24	16713.36	6365.23

Nota. Producción propia.

Las Tablas 39, 40 y 41 muestran que el valor de Z no supera para ningún caso el valor de 26000 kg/cm², por lo tanto, la fisuración en la viga peraltada VP-07 se encuentra controlada.

Control de deflexiones

La viga VP-07 sostiene muros de cerramiento, los cuales pueden verse afectados ante deformaciones excesivas. Por fines prácticos se muestra el cálculo del primer tramo:

Cálculo de deflexiones

Se recurre a la inercia efectiva promedio (I_{ef}) que depende tanto de las dimensiones de la sección y de la cuantía de refuerzo longitudinal colocada.

Tabla 42 Cálculo de la inercia efectiva promedio para carga muerta.

	Ms	Mcr	Criterio	As-	As+	Inercia efectiva	Inercia efectiva promedio (I_{ef})
	ton.m	ton.m		cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
M(-)	5.22	4.35	$I_{ef}=I_{cr}$	14.25	5.94	214005.87	
M(+)	2.96	4.35	$I_{ef}=I_g$	5.70	3.96	450000.00	335125.84
M(-)	6.02	4.35	$I_{ef}=I_{cr}$	15.36	5.94	226497.49	

Nota. Producción propia.

Una vez definida la inercia efectiva del elemento, se procede a cuantificar las deflexiones de servicio, diferenciando entre las ocasionadas por cargas instantáneas y aquellas que se incrementan con el tiempo debido al comportamiento reológico del concreto. Los valores resultantes de este procedimiento se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 43 Cálculo de deflexión inmediata y diferida debido a la carga muerta.

Deflexiones para carga muerta	
L (cm)	548
Ec (kg/cm²)	217370.65
Ief (cm⁴)	335125.84
Mcl (ton.m)	2.96
Mi (ton.m)	5.22
Md (ton.m)	6.02
ξ	2
ρ'	0.0044
λ	1.64
Δicm (cm)	0.08
Δdcm (cm)	0.13

Nota. Producción propia.

Tabla 44 Cálculo de deflexión inmediata y diferida debido a la carga viva.

Deflexiones para carga viva	
L (cm)	548
Ec (kg/cm²)	217370.65
Ief (cm⁴)	450000
Mcl (ton.m)	0.78
Mi (ton.m)	1.43
Md (ton.m)	1.51
ξ	2
ρ'	0.0044
λ	1.64
Δicv (cm)	0.02
Δdcv (cm) 30%	0.01

Nota. Producción propia.

Los resultados obtenidos deben compararse con los límites indicados por la normativa E.060 en su Tabla N° 9.2, de acuerdo a dicha tabla la viga evaluada soporta tabiques que podrían verse afectados por deflexiones excesivas. En consecuencia, la deflexión considerada es de 0.15 cm ($\Delta_{dcm} + \Delta_{dcv30\%} + \Delta_{icv}$). Cabe precisar que el límite de deflexión de la viga es igual a 1.14 cm ($L/480$), entonces, se concluye que el control de deflexiones se satisface adecuadamente.

Finalmente, se sintetizan los resultados del control de deflexiones por cada tramo de la viga VP-07. Dado que este elemento soporta tabiques a lo largo de toda su longitud, la verificación se realiza considerando las cargas de servicio correspondientes. En la Tabla 45 se comparan los desplazamientos obtenidos con la deformación máxima admisible, constatándose que todos los tramos cumplen con los límites establecidos.

Tabla 45 Verificación de deflexión para cada tramo de la viga VP-07.

	TRAMO		
	1	2	3
$\Delta_{dc} + \Delta_{dcv30\%} + \Delta_{icv}$	0.15	0.02	0.48
Δ_{adm} (cm)	1.14	0.86	0.93
¿Cumple?	Sí	Sí	Sí

Nota. Producción propia.

Esquema final de viga peraltada VP-07

A continuación, se presenta el esquema final de la viga peraltada VP-07 ubicada en el eje A:

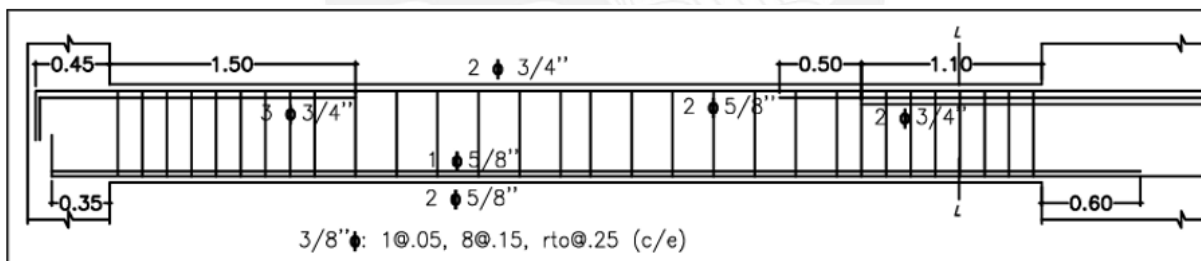


Figura 33 Esquema final del primer tramo de la viga peraltada VP-07.

Nota. Producción propia.

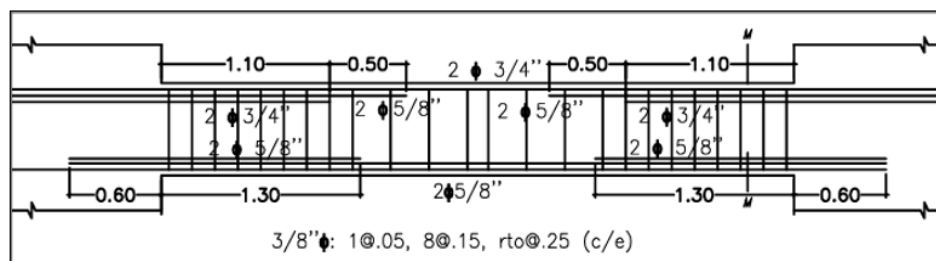


Figura 34 Esquema final del segundo tramo de la viga peraltada VP-07.

Nota. Producción propia.

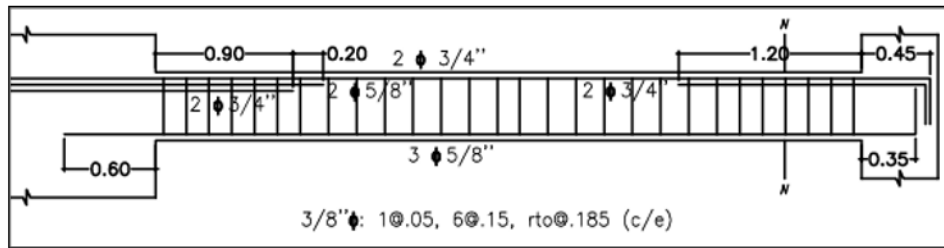


Figura 35 Esquema final del tercer tramo de la viga peraltada VP-07.

Nota. Producción propia.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS

6.1. Generalidades

Son estructuras encargados de conducir las cargas gravitacionales y sísmicas hacia los elementos inferiores como cimientos. En el presente proyecto, dichos elementos estarán mayormente solicitados por cargas gravitacionales, dado que la mayor proporción de la acción sísmica es asumida por las placas estructurales.

6.2. Diseño por flexocompresión

Las columnas trabajan simultáneamente a fuerzas axiales y momentos flectores, debido a ello, su dimensionamiento debe considerar el comportamiento en flexocompresión. Por este motivo, el proceso de diseño requiere incorporar la interacción entre ambas solicitaciones, es decir, la relación entre la capacidad axial resistente (P_n) y la capacidad a momento flector (M_n).

La elaboración de este diagrama parte de la cuantía de acero propuesta, variando posteriormente la posición del eje neutro para obtener distintos pares de valores (P_n , M_n). Dicho procedimiento permite identificar condiciones críticas como la carga axial máxima, el punto balanceado de falla y la resistencia máxima a flexión pura.

Con el objetivo de ilustrar el procedimiento de diseño en flexocompresión, en la Figura 36 se presenta un esquema referencial del diagrama de interacción. Este gráfico permite visualizar las zonas de comportamiento de la sección en función de la relación entre carga axial y momento flector, diferenciando los rangos de falla dominados por compresión y por tracción, así como la configuración balanceada de falla. Asimismo, se identifican puntos característicos que representan distintas posiciones del eje neutro dentro de la sección, lo cual resulta importante para evaluar la reserva resistente frente a las combinaciones de carga obtenidas en el análisis estructural. Dichas combinaciones deben ubicarse dentro del dominio resistente mostrado en el diagrama para asegurar que la sección propuesta cumple con la resistencia requerida, caso contrario, será necesario incrementar la cuantía de acero de refuerzo longitudinal de la columna.

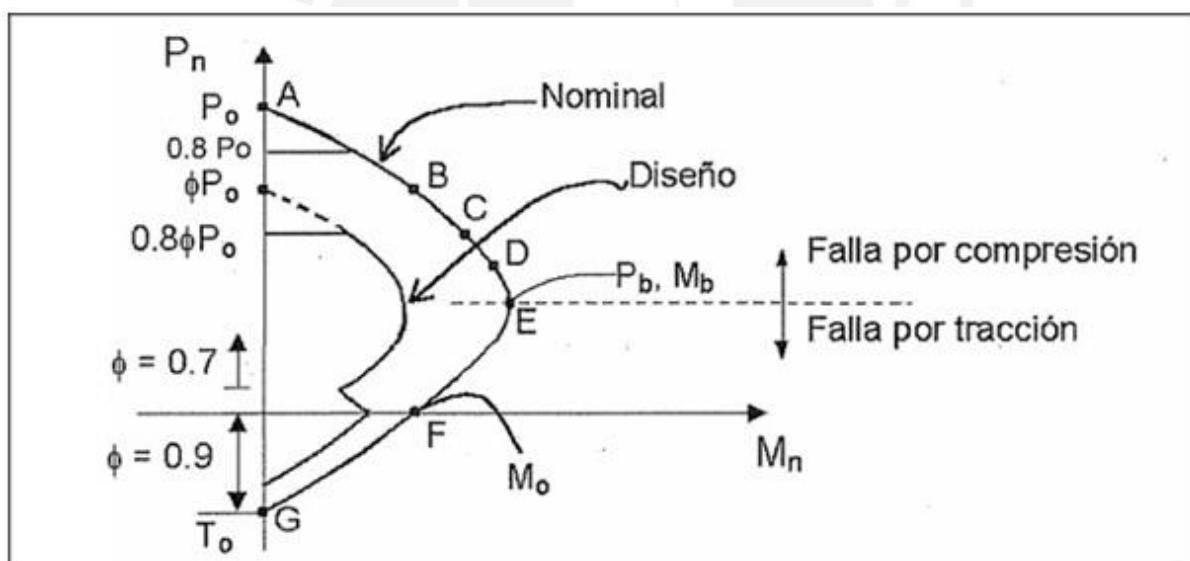


Figura 36 Esquema conceptual del diagrama de interacción para columnas sometidas a flexocompresión.

Nota. Tomado de "Apuntes del curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2016.

6.3. Diseño por corte

Conforme a lo dispuesto en la normativa E.060, la capacidad aportada por el concreto frente al esfuerzo cortante (ϕV_c) se obtiene aplicando la fórmula siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Pu}{140 * Ag}\right) * b * d$$

En caso no se cumpla que $\phi V_c > V_u$, se incluirá refuerzo transversal mediante estribos (V_s), se calcula como:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Por lo tanto, se debe cumplir la condición:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

Adicionalmente, el cálculo de V_s debe ser menor igual el siguiente límite:

$$V_{s\text{máx}} = 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$s = Av * fy * \frac{d}{V_s}$$

En base a la normativa E.060, las columnas de edificaciones con sistemas de muros deben diseñarse considerando la mayor demanda de corte entre dos escenarios: el asociado a momentos nominales con cargas amplificadas y el que proviene de combinaciones sísmicas incrementadas por un factor de 2.5.

En sus extremos, las columnas requieren zonas de confinamiento reforzadas con estribos cerrados, cuya separación y longitud mínima dependen de las dimensiones de la sección y del diámetro de las barras. Fuera de estas zonas, el espaciamiento de estribos se determina por la resistencia al corte y no debe superar los límites indicados relacionados al tamaño del elemento y al refuerzo longitudinal.

6.4. Caso práctico para el diseño de columna

❖ Ejemplo de diseño de columna CL-04

Se desarrolla el diseño de la columna CL-04 localizada en el cruce de los ejes E y 5 (ver Figura 37).

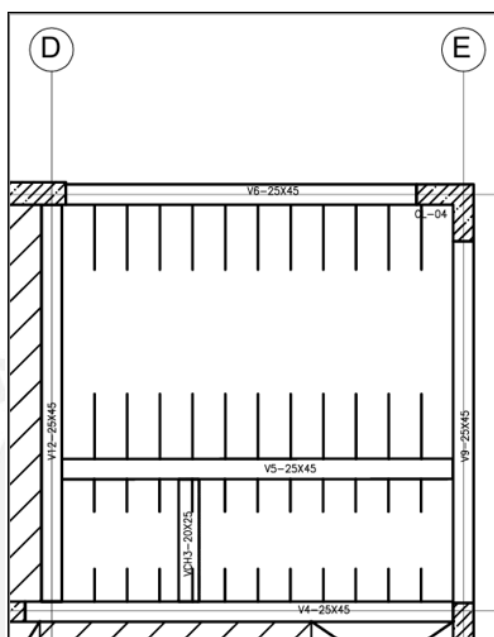


Figura 37 Ubicación de columna CL-04.

Nota. Producción propia.

A partir del modelo realizado en ETABS, se obtienen las siguientes cargas gravitacionales y sísmicas:

Tabla 46 Cargas obtenidas para la columna CL-04 en el primer nivel.

Piso	Caso de carga	P ton	V2 ton	V3 ton	M2 ton.m	M3 ton.m
T1	Dead	59.29	0.35	2.26	1.85	0.3
T1	Live	10.89	-0.01	0.6	0.51	-0.01
T1	SISMO_DISEÑO_XX	22.16	2.38	0.67	2.13	11.09
T1	SISMO_DISEÑO_YY	24.16	0.31	4.24	12.97	1.24

Nota. Fuente: Datos extraídos del programa ETABS.

Se realizan los cálculos de las combinaciones de cargas, establecidas por la normativa:

- U1: 1.4 CM + 1.7 CV
- U2: 1.25 (CM + CV) + SX
- U3: 1.25 (CM + CV) – SX
- U4: 1.25 (CM + CV) + SY
- U5: 1.25 (CM + CV) – SY
- U6: 0.9 CM + SX
- U7: 0.9 CM – SX
- U8: 0.9 CM + SY
- U9: 0.9 CM – SY

Para el análisis de la columna CL-04, se obtiene lo siguiente:

Tabla 47 Combinación de cargas de la columna CL-04 para el primer nivel.

Dirección	Combinación	P ton	V2 ton	V3 ton	M2 ton.m	M3 ton.m
T1-0	U1	101.52	0.47	4.18	3.46	0.40
	U2	109.89	2.81	4.25	5.08	11.45
	U3	65.57	-1.96	2.91	0.82	-10.73
	U6	75.52	2.70	2.70	3.80	11.36
	U7	31.20	-2.07	1.36	-0.47	-10.82
X-X	U4	111.89	0.74	7.82	15.92	1.60
	U5	63.57	0.12	-0.67	-10.02	-0.88
	U8	77.52	0.63	6.27	14.64	1.51
	U9	29.20	0.01	-2.21	-11.31	-0.97
Y-Y						

Nota. Datos extraídos del programa ETABS.

Diseño por flexocompresión

Primero se inicia colocando la cuantía mínima correspondiente a sus dimensiones:

$$\rho_{\text{mín}} = 1\% * \text{Área de la columna} = 1\% * (70 * 70 - 45 * 45) = 28.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{As colocado} = 16 \phi 5/8'' = 32 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{32}{28.75} * 100 = 1.11\%$$

El armado inicial con la cuantía de 1.11% se presenta en la siguiente imagen:

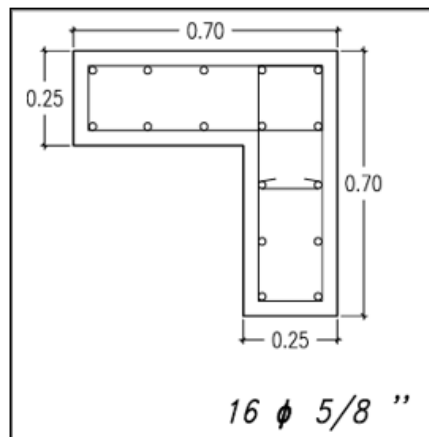


Figura 38 Armado preliminar de la sección transversal de la columna CL-04.

Nota. Producción propia.

Con la configuración preliminar de refuerzo ilustrada en la Figura 38, se genera el diagrama de interacción $Pn-Mn$ de la columna CL-04. Sobre este se representan los puntos asociados a las combinaciones de carga U1-U9 obtenidas del análisis estructural, con el fin de verificar que todas las solicitaciones se encuentren dentro del dominio resistente de la sección propuesta.

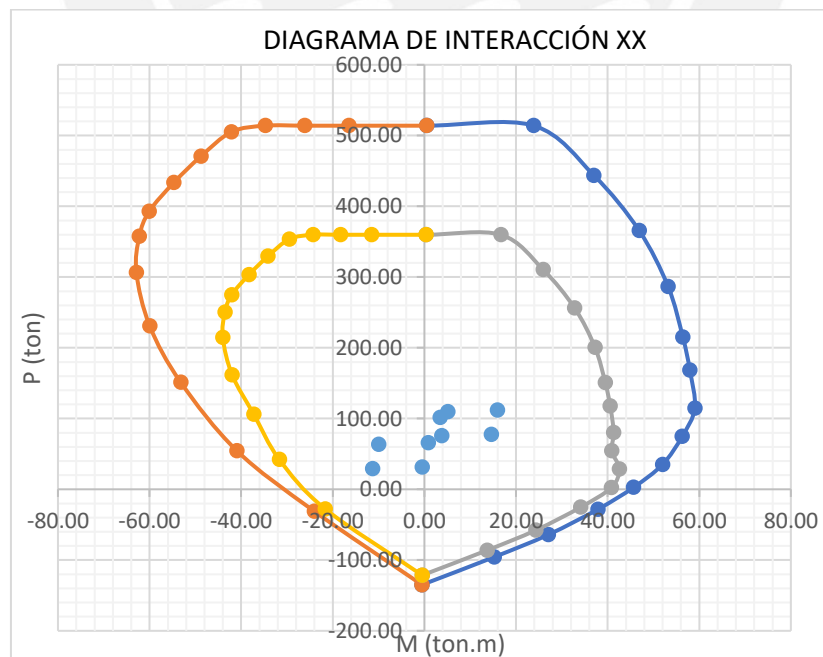


Figura 39 Diagrama de interacción en la dirección X de la columna CL-04 en el primer piso.

Nota. Producción propia.

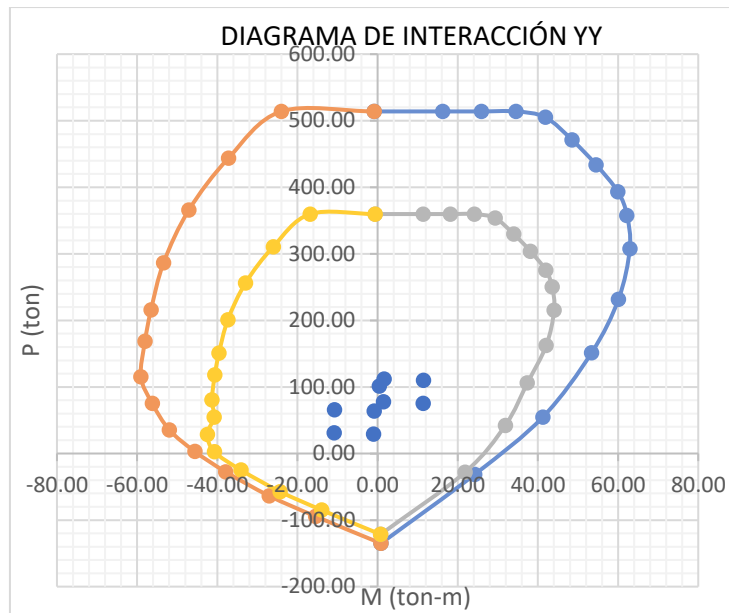


Figura 40 Diagrama de interacción en la dirección Y de la columna CL-04 en el primer piso.

Nota. Producción propia.

Del análisis de los diagramas de interacción $Pn-Mn$ en ambas direcciones principales del eje de la columna, se observa que todos los puntos correspondientes a las combinaciones de carga U1–U9 se ubican dentro del dominio resistente de la sección diseñada. Por lo tanto, se confirma que la columna posee capacidad adecuada frente a los esfuerzos axiales y momentos flectores demandados y cumple con los requisitos normados.

Diseño por corte

Primero se halla la resistencia al corte del concreto (ϕVc), teniendo en cuenta que según la Tabla 47 el mayor valor de la cortante última (Vu) es de 7.82 ton.

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{111.89}{140 * 70 * 25} \right) * 62 * 25 = 10.12 \text{ ton}$$

Ya que $\phi Vc > Vu$, no será necesario el aporte a la cortante mediante estribos. No obstante, la normativa E.060 establece que deben evaluarse los siguientes casos a fin de definir el valor final de la cortante de diseño:

a. Cortante por capacidad

Con apoyo en los diagramas de interacción, se calcularon los momentos nominales que representan la capacidad resistente de la columna frente a las solicitaciones de flexocompresión. Estos valores se presentan a continuación, diferenciados según la dirección de análisis:

Tabla 48 Momentos nominales relacionados con las cargas axiales de la columna CL-04.

Dirección	Combinación	P ton	MnX ton.m	MnY ton.m
T1-0	U1	101.52	59.00	59.00
	U2	109.89	59.00	59.00
X-X	U3	65.57	56.00	56.00
	U6	75.52	56.00	56.00
	U7	31.20	51.00	51.00
Y-Y	U4	111.89	59.00	59.00
	U5	63.57	55.00	55.00
	U8	77.52	57.00	57.00
	U9	29.20	51.00	51.00

Nota. Producción propia.

De acuerdo con la Tabla 48, se identifica un momento nominal máximo de 59.00 ton.m. Con este valor se determina la cortante por capacidad correspondiente al primer caso, denotado como $Vu(a)$:

$$Vu(a) = \frac{59 + 59}{2.35} = 50.21 \text{ ton}$$

b. Cortante con un factor de amplificación de 2.5 al sismo

Para este caso se utilizó el software ETABS, donde se creó una combinación adicional en la que el sismo es incrementado por 2.5 veces (todas las cargas sísmicas de las combinaciones U2-U9 se verán afectadas por dicho factor), lo que permitió obtener los resultados que se muestran seguidamente.

Tabla 49 Combinaciones de cargas para determinar V_u (ton) amplificando el sismo por 2.5.

Dirección	Combinación	V2 ton	V3 Ton
X-X	U2	15.91	9.52
	U3	15.91	9.52
	U6	15.75	7.10
	U7	15.75	7.10
Y-Y	U4	2.42	27.12
	U5	2.42	27.12
	U8	2.26	24.70
	U9	2.26	24.70

Nota. Datos extraídos del programa ETABS.

A partir de la Tabla 49 se obtiene una cortante última para el caso b igual a $V_u(b) = 27.12 \text{ ton}$.

Entre los dos casos mostrados se elige el menor, entonces la cortante última de diseño es igual a $V_u = 27.12 \text{ ton}$. Así mismo, se compara este valor con el aporte del concreto hallado anteriormente $\phi V_c = 10.12 \text{ ton}$. Ya que $\phi V_c < V_u$, se debe incluir la contribución de los estribos, los cuales deben regirse a los lineamientos de la Norma E.060. Entre los dos casos analizados se adopta el valor menor, obteniéndose una cortante última de diseño de $V_u = 27.12 \text{ ton}$. Este resultado se contrasta con la resistencia aportada por el concreto ($\phi V_c = 10.12 \text{ ton}$). Dado que $\phi V_c < V_u$, se requiere complementar la resistencia mediante el uso de estribos, los cuales deberán diseñarse de acuerdo con la norma vigente.

Se halla el aporte de los estribos requerido:

$$V_s = \frac{27.12 - 10.12}{0.85} = 20.02 \text{ ton}$$

El valor de V_s no debe exceder el siguiente límite:

$$V_{s_{\text{máx}}} = 2.1 * \sqrt{210} * 62 * 25 = 47.17 \text{ ton}$$

Ya que $V_s < V_{s_{\text{máx}}}$, se continúa hallando el valor del espaciamiento (s):

$$s = 2 * 0.71 * 4200 * \frac{17}{3.36 * 1000} = 31 \text{ cm}$$

Se calcula el $V_{s\text{lim}}$, lo cual nos permitirá limitar el espaciamiento de estribos:

$$V_{s\text{lim}} = \frac{1.1 * \sqrt{210} * 62 * 25}{1000} = 24.71 \text{ ton}$$

Ya que $V_s \leq V_{s\text{lim}}$, entonces el espaciamiento debe ser el mínimo entre 60 cm y 30 cm.

Se continúa aplicando los lineamientos de la norma. La longitud de confinamiento en los extremos de la columna se determina considerando tres criterios y adoptando el mayor valor.

Para el elemento en análisis, este resultado corresponde a 70 cm desde cada apoyo.

En dichas zonas confinadas, el espaciamiento de los estribos debe verificarse con los límites normativos relacionados con el diámetro del refuerzo longitudinal, la dimensión menor de la sección y un espaciamiento máximo permitido. Realizadas las verificaciones, se adopta un espaciamiento de 10 cm en ambas zonas confinadas.

Para el resto del elemento, zona no confinada, el espaciamiento puede incrementarse, siempre que no exceda los límites establecidos para el trabajo ante esfuerzos cortantes ni los valores máximos permitidos para la sección. Luego de evaluar estas restricciones, se establece un espaciamiento máximo de 25 cm entre estribos en esa longitud central.

Finalmente, se obtiene la siguiente distribución a lo largo de la columna CL-04 desde cada extremo:

$$1@0.05, 7@0.10, rto@0.25 \text{ m}$$

Desde el tercer piso, la disminución de las demandas axiales y sísmicas permite utilizar la cuantía mínima, lo que contribuye a un uso más eficiente del acero longitudinal.

Esquema final de la columna CL-04

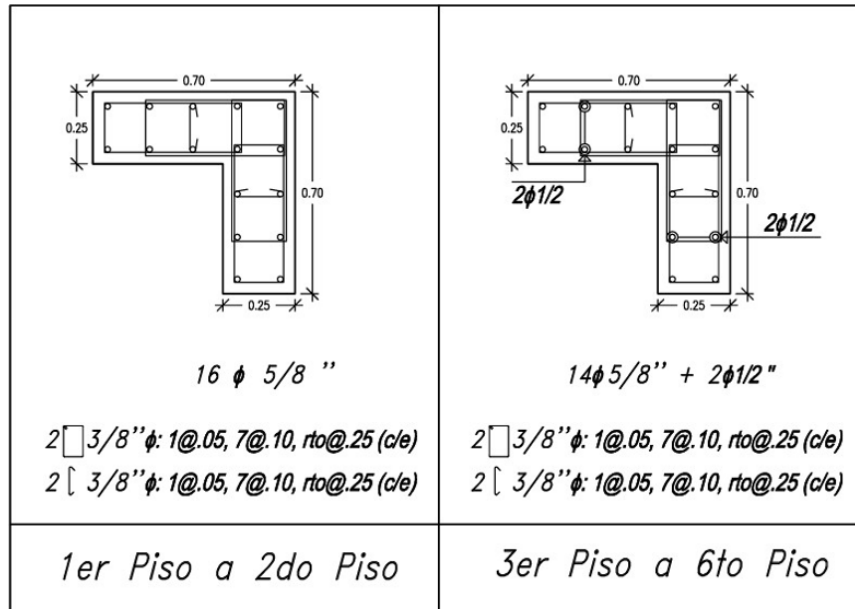


Figura 41 Esquema final de la columna CL-04.

Nota. Producción propia.

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS

7.1. Generalidades

En el presente proyecto, las placas estructurales actúan como elementos verticales principales de resistencia lateral, contribuyendo significativamente a la disipación de energía sísmica y al control de desplazamientos horizontales de la edificación. Debido a la elevada esbeltez que presentan, estos elementos están sometidos predominantemente a flexocompresión, combinando esfuerzos axiales importantes con la presencia de momentos flectores derivados de la acción sísmica.

Bajo eventos sísmicos severos, la demanda resistente se concentra principalmente en las zonas extremas de la sección, razón por la cual se disponen bordes confinados. Estos elementos incrementan la ductilidad de las placas, mejoran la capacidad de disipación de energía y evitan fenómenos de aplastamiento del concreto en las regiones más solicitadas, sobre todo en los niveles inferiores donde se generan mayores cortantes y momentos.

7.2. Diseño por flexocompresión

Este diseño sigue el mismo proceso que se explicó en el ítem 6.2.

7.3. Diseño por corte

Para la verificación al cortante en placas, el aporte resistente del concreto se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * \alpha * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde b representa el ancho de la placa y d tramo efectivo de la placa equivalente al 80% de la longitud total. El coeficiente α se determina de acuerdo a la relación entre la altura (hm) y longitud de la placa (lm). De acuerdo a dicha relación se adopta $\alpha = 0.80$ cuando la relación es menor o igual a 1.5, y $\alpha = 0.53$ cuando es mayor o igual a 2. En los casos intermedios, el valor de α se pueden obtener interpolando linealmente.

La cuantía del refuerzo en ambas direcciones de la placa se determina en función de la cortante última (V_u). No obstante, más allá de este cálculo, se establece cuantías mínimas de refuerzo que deben respetarse, asegurando así un comportamiento adecuado del elemento incluso en condiciones donde la demanda no sea elevada.

- Para $V_u < 0.27 * \sqrt{f'c} * b * d$

$$\rho_v = 0.0015$$

$$\rho h = 0.0020$$

- Para $Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * b * d$

$$\rho v = \text{máximo} \left[0.0025 + 0.5 * \left(2.55 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho h - 0.0025); 0.0025 \right]$$

$$\rho h = 0.0025$$

Si $Vu > \phi Vc$, será necesario incluir refuerzo mediante estribos (Vs), se calcula como:

$$Vs = Av * fy * \frac{d}{s}$$

La separación de los estribos en las placas debe controlarse por la normativa, la cual establece que la distancia máxima permitida entre refuerzos transversales corresponde al menor valor entre tres veces el espesor del muro o 40 cm. Esta restricción busca garantizar un adecuado confinamiento del concreto y un desempeño sísmico adecuado del elemento.

Asimismo, la normativa dispone un límite para la resistencia nominal a cortante del muro. En términos generales, esta puede verificarse mediante la expresión:

$$Vn_{\text{máx}} = 2.6 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Por otra parte, para asegurar un diseño acorde con el comportamiento dúctil de los muros, la cortante de diseño (Vu) debe ser consistente con la capacidad flexional del elemento. Para ello, la Norma E.060 exige que Vu se evalúe considerando la relación entre el momento nominal resistente y solicitante, aplicando:

$$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

Este criterio busca garantizar la coherencia entre la resistencia a corte y la capacidad a momento del elemento, de modo que el muro no falle por cortante antes de alcanzar su resistencia a flexión. Para ello, se establece que Vu sea mayor o igual al cortante último de las

combinaciones (Vua), ajustado por la relación entre la resistencia nominal a flexión (Mn) y el momento último (Mua). Este cociente no debe superar el valor definido por el factor de reducción sísmica (R). Además, la amplificación se limita considerando el mayor valor entre la longitud del muro, la expresión $0.25Mu/Vu$ o la altura de los dos primeros niveles. Esta condición busca que el incremento del esfuerzo cortante se realice únicamente hasta una altura representativa del comportamiento real del muro, evitando una sobrestimación de la demanda.

7.4. Núcleos confinados

En muros estructurales, la necesidad de disponer elementos de borde se evalúa a partir de la profundidad del eje neutro “ c ”, sea superior al “ c límite”, donde este último se halla de la siguiente manera:

$$c \geq c \text{ límite} = \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{hm}\right)}$$

En esta expresión δu representa el desplazamiento lateral inelástico producido en la parte superior del muro como consecuencia del sismo de diseño.

El coeficiente $\delta u/hm$ debe ser, como mínimo, a 0.005.

Cumpléndose la relación anterior, la altura de confinamiento (hc) debe prolongarse hacia arriba hasta alcanzar, la mayor longitud entre:

$$hc = lm$$

$$hc = 0.25 * Mu/Vu$$

Así mismo, la longitud de confinamiento debe prolongarse como mínimo hasta el mayor entre:

$$lc = c - 0.1 * lm$$

$$lc = c/2$$

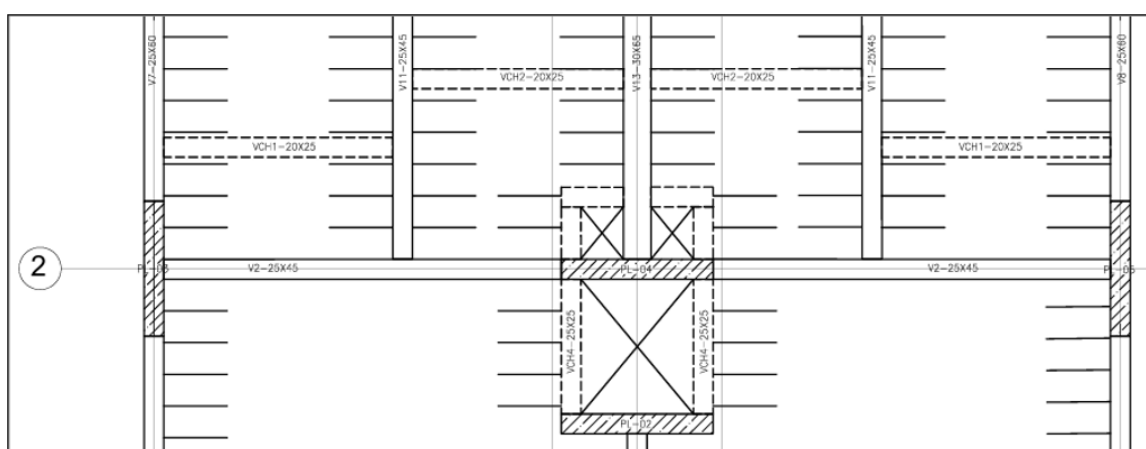
Finalmente, se aplicara las disposiciones de la Norma E.060 en el apartado 21.9.7.6.

7.5. Caso práctico para el diseño de placa

❖ Ejemplo de diseño de placa PL-04

Se desarrolla el diseño de la placa PL-04 ubicada en la intersección de los ejes C y 2 (ver Figura 42).

Figura 42 Ubicación de la placa PL-04.



Nota. Producción propia.

Del análisis estructural realizado en el software ETABS, se obtuvieron las cargas correspondientes a gravedad y sismo:

Tabla 50 Cargas obtenidas del análisis estructural de la columna PL-04 en el primer piso.

Piso	Caso de carga	P ton	V2 ton	V3 ton	M2 ton.m	M3 ton.m
T1	Dead	166.73	0.00	0.00	0.02	0.00
T1	Live	34.66	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	SISMO_DISEÑO_XX	0.00	20.29	0.00	0.00	118.58
T1	SISMO_DISEÑO_YY	0.23	1.24	0.50	2.48	7.45

Nota. Fuente: Datos extraídos del programa ETABS.

Se realizan las combinaciones de cargas correspondientes para el análisis de la placa, se obtiene lo siguiente:

Tabla 51 Combinación de cargas de la columna PL-04 para el primer piso.

Dirección	Combinación	P ton	V2 ton	V3 ton	M2 ton.m	M3 ton.m
T1-0	U1	292.34	0.00	0.01	0.03	0.00
X-X	U2	251.74	20.29	0.00	0.03	118.58
	U3	251.74	-20.29	0.00	0.03	-118.58
	U6	150.06	20.29	0.00	0.02	118.58
	U7	150.06	-20.29	0.00	0.02	-118.58
	Y-Y	U4	251.97	1.24	0.50	2.51
U5		251.51	-1.24	-0.50	-2.45	-7.45
U8		150.29	1.24	0.50	2.50	7.45
U9		149.83	-1.24	-0.50	-2.46	-7.45

Nota. Fuente: Datos extraídos del programa ETABS.

Se puede ver que los momentos flectores son mayores respecto a las fuerzas cortantes para la PL-04, por ello, se puede decir que la placa evaluada es un muro esbelto. A continuación, se verifica ello:

$$hm = 17 \text{ m}$$

$$lm = 1.92 \text{ m}$$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{17}{1.92} = 8.85 \geq 2$$

Dado que la relación resulta mayor a 2, el muro evaluado se clasifica como esbelto.

Diseño por flexocompresión

Como punto de partida, se evalúa la longitud mínima de confinamiento (l_c). Para este proyecto se adopta el criterio establecido por el ACI 318-19 para muros sujetos a flexión y compresión, según el cual la zona confinada debe extenderse:

$$l_c = 0.15 * lm = 0.15 * 192 = 30 \text{ cm}$$

A continuación, se estima la cuantía inicial de acero en los núcleos confinados, adoptando un valor del 1 % del área del núcleo, lo que proporciona:

$$\rho_1 = \rho_2 = 1\% * \text{área de núcleo} = 0.01 * 25 * 30 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Entonces, se colocará $6\phi 1/2''$ en cada núcleo, lo cual equivale a 7.74 cm^2 . Para el refuerzo vertical del alma se colocará la cuantía mínima vertical (pv) indicada por la Norma E.060:

$$\text{Ya que } Vu = 20.29 \text{ ton} > 0.27 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 192 = 15.02 \text{ ton}$$

$$\text{Entonces, } pv = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2/ml$$

Por ello, se colocará $2\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ de acero vertical a lo largo del alma.

A continuación, se analiza la necesidad de disponer núcleos de confinamiento en los bordes de la placa, ello se realiza hallando el “c límite”. Para ello se debe definir el valor de desplazamiento del elemento (δu) el cual se obtiene a partir del modelo de ETABS.

$$\delta u = 1.90 \text{ cm}$$

Ya que la relación $\frac{\delta u}{hm}$ es igual a 0.001, se considerara el valor mínimo de 0.005.

$$c_{\text{límite}} = \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{hm}\right)} = \frac{192}{600 * 0.005} = 64 \text{ cm}$$

Para estimar la extensión de confinamiento requerida en cada borde, se toma como referencia la distribución preliminar (ver Figura 43) del refuerzo en el alma de la placa.

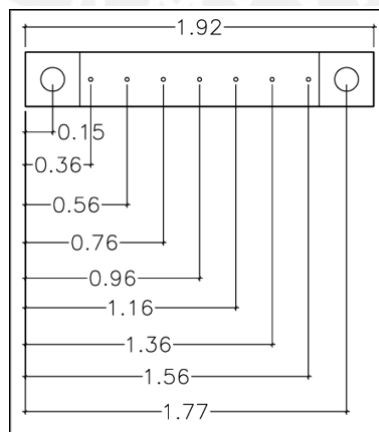


Figura 43 Distribución de acero para el cálculo de la longitud “c” del bloque de compresiones de la placa PL-04.

Nota. Producción propia.

En la siguiente tabla se detallan las distancias del refuerzo respecto a la cara comprimida y el área de acero correspondiente por nivel, información que permite realizar un proceso iterativo para determinar la profundidad del bloque comprimido que equilibre las solicitaciones actuantes:

Tabla 52 Datos para el cálculo de la distancia “c” del bloque de compresiones.

Fila N°	y (cm)	As (cm ²)
1	15	7.74
2	36	1.43
3	56	1.43
4	76	1.43
5	96	1.43
6	116	1.43
7	136	1.43
8	156	1.43
9	177	7.74

Nota. Producción propia.

Se realiza la ecuación de equilibrio $T=Cc$ y se itera considerando la carga axial última ($P_u=292.34$ ton). Como resultado, se obtiene un valor de $c=80$ cm, el cual supera al “c límite” calculado. En consecuencia, la placa requiere la disposición de elementos de borde confinados. La longitud de confinamiento debe prologarse hasta el mayor valor entre:

$$l_c = 80 - 0.1 * 192 = 60.80 \text{ cm}$$

$$l_c = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

En un inicio se planteó una longitud de confinamiento de 30 cm; sin embargo, con los cálculos realizados se confinara hasta una longitud de 65 cm.

La altura de confinamiento con dicha longitud de núcleos debe mantenerse hasta el mayor valor entre:

$$h_c = 1.92 \text{ m}$$

$$hc = 0.25 * \frac{118.58}{20.29} = 1.46 \text{ m}$$

De acuerdo a lo calculado se debe confinar todo el primer piso, pero se decide confinar hasta el segundo piso.

Se presentan los diagramas de interacción de la placa PL-04 en ambas direcciones de análisis, elaborados a partir de la distribución de acero definida previamente.

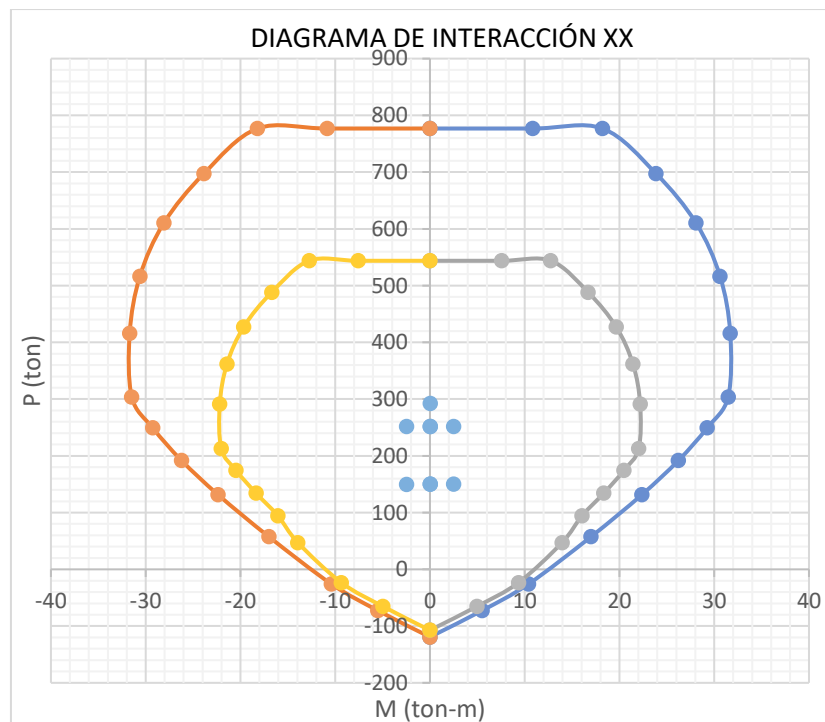


Figura 44 Diagrama de interacción de la placa PL-04 en dirección X.

Nota. Producción propia.

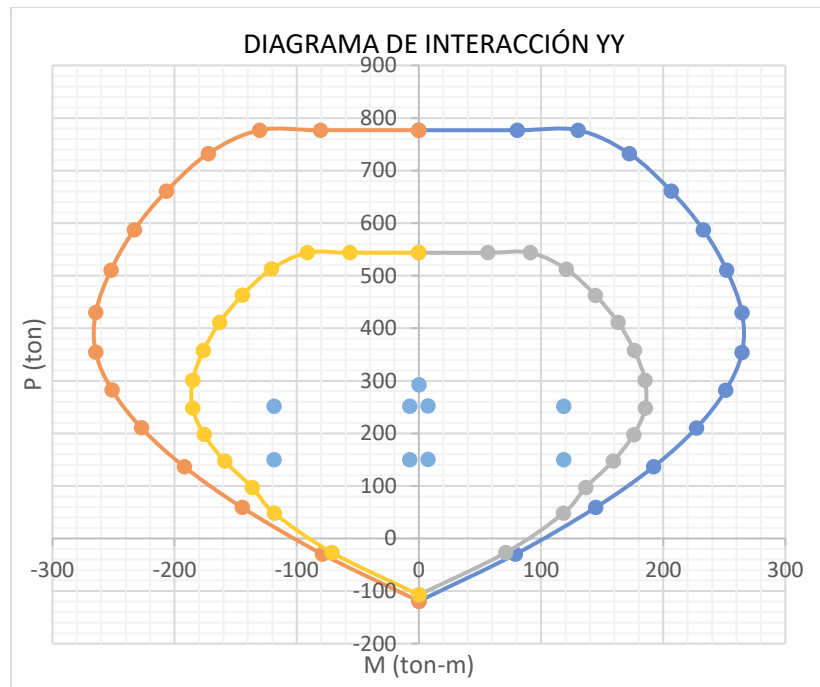


Figura 45 Diagrama de interacción de la placa PL-04 en dirección Y.

Nota. Producción propia.

A partir de la evaluación realizada en los diagramas de interacción para ambas direcciones principales de análisis, se comprueba que todos los puntos asociados a las combinaciones de carga permanecen dentro de la envolvente resistente de la sección. Esto evidencia que la cuantía y disposición del refuerzo estructural adoptado resultan adecuadas para atender simultáneamente los efectos de carga axial y flexión en los ejes X e Y.

Diseño por corte

A partir del análisis de las combinaciones de carga consideradas en el modelo estructural, se obtiene una demanda de corte última igual a $V_u = 20.29$ ton. Sin embargo, este valor no puede emplearse directamente como corte de diseño, ya que la Norma E.060 exige evaluar la resistencia por capacidad a flexión, con el fin de garantizar un comportamiento dúctil del elemento. Para ello, se toma en cuenta el momento resistente nominal asociado a la sección ($M_n = 260$ ton·m), ajustando la fuerza cortante según dicho parámetro.

$$Vu = 20.29 * \left(\frac{260}{118.58} \right) = 44.49 \text{ ton}$$

Cálculo de cortante resistido por el concreto:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 192 = 25.07 \text{ ton}$$

Ya que $\phi Vc < Vu$, se requerirá el aporte del acero $Vs = 22.85 \text{ ton}$

Se calcula el espaciamiento utilizando 2 varillas de $\phi 3/8''$:

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * (0.8 * 192)}{22850} = 40.09 \text{ cm}$$

Entonces se requiere colocar 2 varillas de $\phi 3/8''$ cada 40 cm; sin embargo, esta cuantía debe cumplir con la mínima horizontal:

$$\rho h = 0.0025 * 25 * 100 = 6.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$s = \frac{1.43}{6.25} = 22 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo permitido por cuantía mínima es de 22 cm; dado que este límite no se cumple, se adoptará una disposición de 2 barras $\phi 3/8''$ cada 20 cm.

Por otro lado, en los bordes confinados el espaciamiento de estribos debe ajustarse al límite más estricto entre tres criterios: diez veces el diámetro de la barra de confinamiento, la menor dimensión del elemento y el valor absoluto máximo permitido por la norma. Al realizar dicha verificación se obtiene que el valor más desfavorable es cercano a 12.7 cm, por lo que, a fin de garantizar un confinamiento eficaz del núcleo de concreto en zonas críticas, se adopta un espaciamiento uniforme de 10 cm en estos tramos.

Esquema final de la placa PL-04

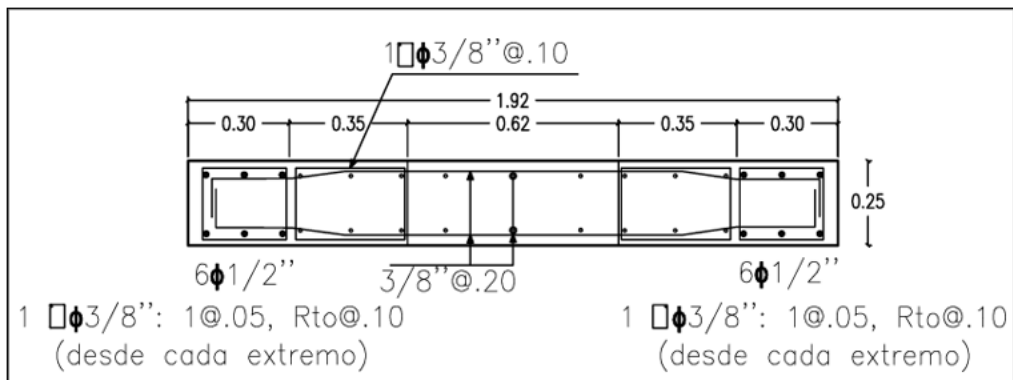


Figura 46 Esquema final de placa PL-04 del primer al segundo piso.

Nota. Producción propia.

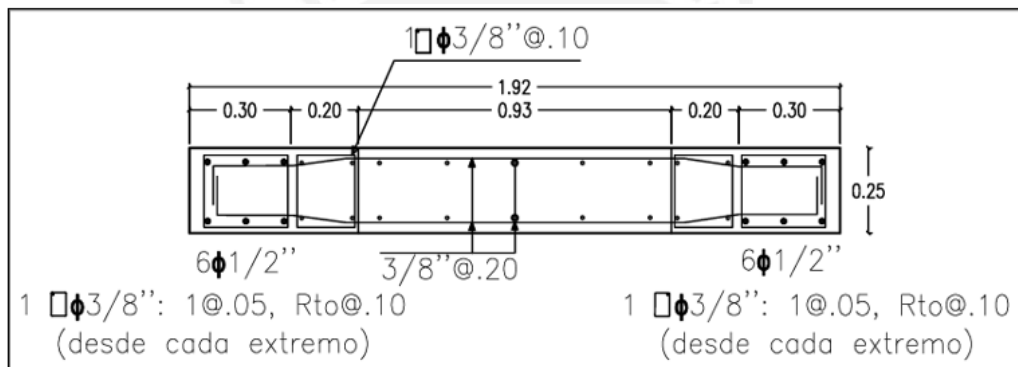


Figura 47 Esquema final de placa PL-04 del segundo al cuarto piso.

Nota. Producción propia.

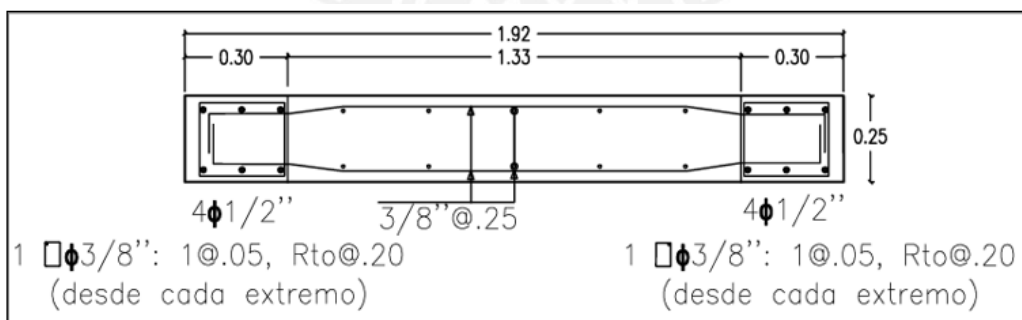


Figura 48 Esquema final de placa PL-04 del quinto al sexto piso.

Nota. Producción propia.

❖ Ejemplo de diseño de placa PL-08

Se presenta como ejemplo el diseño de la placa PL-08 ubicada en el eje E y entre los ejes 3 y 4 (ver Figura 49).

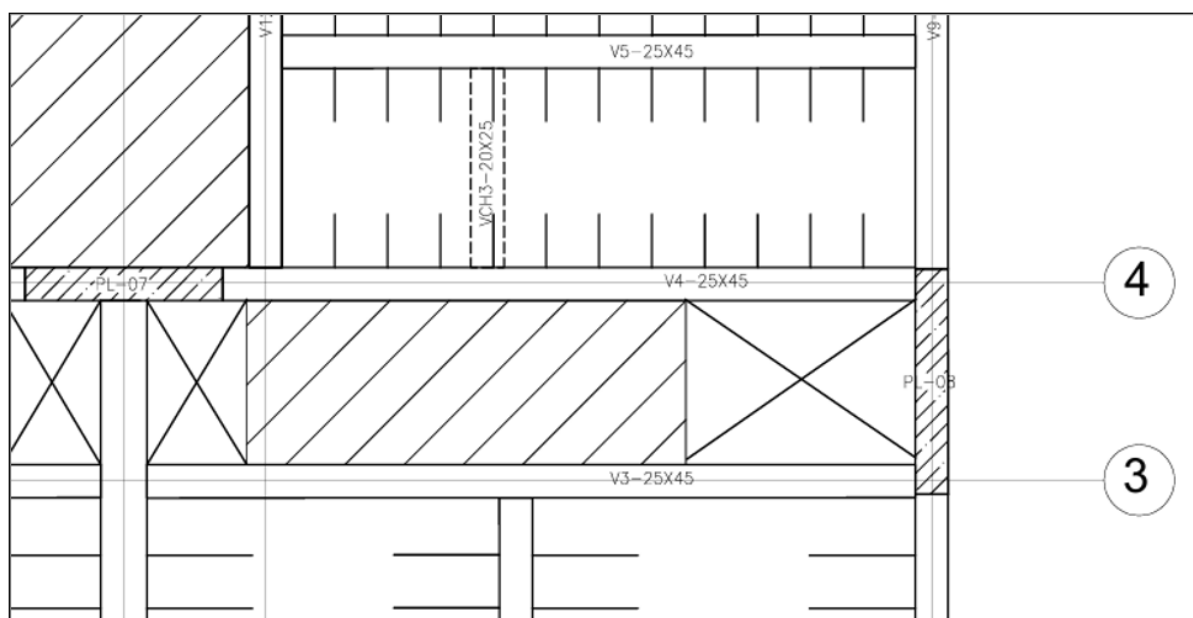


Figura 49 Ubicación de la placa PL-08.

Nota. Producción propia.

Del análisis estructural realizado en el software ETABS, se obtuvieron las cargas correspondientes a gravedad y sismo:

Tabla 53 Cargas obtenidas del análisis estructural de la columna PL-08 en el primer piso.

Piso	Caso de carga	P ton	V2 ton	V3 ton	M2 ton.m	M3 ton.m
T1	Dead	103.3	-0.44	0	0	0.21
T1	Live	14.83	-0.06	0	0	-0.04
T1	SISMO_DISEÑO_XX	10.14	4.5	0.27	1.65	18.94
T1	SISMO_DISEÑO_YY	30.22	31.58	0.02	0.14	118.71

Nota. Datos extraídos del programa ETABS.

Se realizan las combinaciones de cargas correspondientes para el análisis de la placa, se obtiene lo siguiente:

Tabla 54 Combinación de cargas de la columna PL-08 para el primer piso.

Dirección	Combinación	P ton	V2 ton	V3 ton	M2 ton.m	M3 ton.m	
T1-0	U1	169.83	-0.72	0.00	0.00	0.23	
	U2	157.80	3.88	0.27	1.65	19.15	
	X-X	U3	137.52	-5.13	-0.27	-1.65	-18.73
		U6	103.11	4.10	0.27	1.65	19.13
		U7	82.83	-4.90	-0.27	-1.65	-18.75
Y-Y	U4	177.88	30.96	0.02	0.14	118.92	
	U5	117.44	-32.21	-0.02	-0.14	-118.50	
	U8	123.19	31.18	0.02	0.14	118.90	
	U9	62.75	-31.98	-0.02	-0.14	-118.52	

Nota. Datos extraídos del programa ETABS.

Se puede ver que los momentos flectores son mayores respecto a las fuerzas cortantes para la PL-08, por ello, se puede decir que la placa evaluada es un muro esbelto. A continuación, se verifica ello:

$$hm = 17 \text{ m}$$

$$lm = 1.70 \text{ m}$$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{17}{1.70} = 10 \geq 2$$

Dado que la relación resulta mayor a 2, el muro evaluado se clasifica como esbelto.

Diseño por flexocompresión

De manera análoga al primer ejemplo, se evalúa la longitud mínima de confinamiento (l_c).

Para este proyecto se adopta el criterio establecido por el ACI 318-19 para muros sujetos a flexión y compresión, según el cual la zona confinada debe extenderse 30 cm.

Se estima la cuantía inicial de acero en los núcleos confinados, adoptando un valor del 1 % del área del núcleo, lo que proporciona:

$$\rho_1 = \rho_2 = 1\% * \text{área de núcleo} = 0.01 * 25 * 30 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Entonces, se colocará $6\phi 1/2''$ en cada núcleo, lo cual equivale a 7.74 cm^2 . Sin embargo, realizando una verificación previa del diagrama de interacción, se puede ver que esta cuantía no es suficiente, por ello se coloca $6\phi 5/8''$.

En el alma de la placa se dispondrá el refuerzo vertical correspondiente a la cuantía mínima (p_v) indicada normativamente:

$$\text{Ya que } Vu = 32.21 \text{ ton} > 0.27 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 170 = 13.30 \text{ ton}$$

$$\text{Entonces, } p_v = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Por ello, se colocará $2\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ de acero vertical a lo largo del alma.

A continuación, se analiza la obligatoriedad de disponer núcleos de confinamiento en los bordes de la placa, ello se realiza hallando el “c límite”. Para ello se debe definir el valor de desplazamiento del elemento (δu) el cual se obtiene a partir del modelo de ETABS.

$$\delta u = 1.65 \text{ cm}$$

Ya que la relación $\frac{\delta u}{hm}$ es igual a 0.001, se considerara el valor mínimo de 0.005.

$$c_{\text{límite}} = \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{hm}\right)} = \frac{170}{600 * 0.005} = 57 \text{ cm}$$

Para estimar la extensión de confinamiento requerida en cada borde, se toma como referencia la distribución preliminar (ver Figura 50) del refuerzo en el alma de la placa.

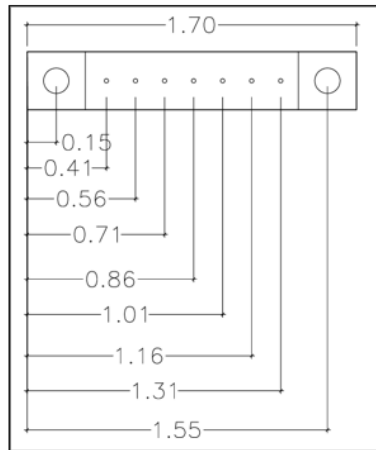


Figura 50 Distribución de acero para el cálculo de la longitud “c” del bloque de compresiones de la placa PL-08.

Nota. Producción propia.

La siguiente tabla muestra la cantidad de acero y la distancia de ubicación propuesta para cada fila, con estos datos se podrá iterar y obtener el valor “c”:

Tabla 55 Datos para el cálculo de la distancia “c” del bloque de compresiones.

Fila	y (cm)	As (cm ²)
1	15	12
2	41	1.43
3	56	1.43
4	71	1.43
5	86	1.43
6	101	1.43
7	116	1.43
8	131	1.43
9	155	12

Nota. Producción propia.

Se plantea la ecuación de equilibrio $T = Cc$ y se itera considerando la carga axial última ($P_u = 177.88$ ton). Como resultado se obtiene una profundidad de eje neutro “c” de 53 cm, valor inferior al “c límite”, lo que en principio indicaría que no es primordial disponer elementos de borde confinados. Empero, adicionalmente en el acápite 21.9.7.5 de la Norma E.060 se indica que debe verificarse la condición de esfuerzo de compresión máximo en la fibra exterior de la sección, el cual no debe superar $\sigma_{\text{lim}} = 0.2 * f'c = 420 \text{ ton}/\text{m}^2$:

$$\sigma = \frac{Pu}{t * lm} + 6 * \frac{M}{t * lm^2}$$

$$\sigma = \frac{177.88}{0.25 * 1.70} + 6 * \frac{118.92}{0.25 * 1.70^2} = 1406.11 \text{ ton/m}^2$$

Ya que $\sigma > \sigma_{\text{lim}}$, se requerirá núcleos confinados, cuya longitud de confinamiento debe prologarse hasta el mayor valor entre:

$$lc = 53 - 0.1 * 170 = 35 \text{ cm}$$

$$lc = \frac{53}{2} = 27 \text{ cm}$$

En un inicio se propuso una longitud de confinamiento de 30 cm; sin embargo, con los cálculos realizados se requiere confinar hasta una longitud de 35 cm.

La altura de confinamiento con dicha longitud de núcleos debe mantenerse hasta el mayor valor entre:

$$hc = 1.70 \text{ m}$$

$$hc = 0.25 * \frac{118.92}{32.21} = 0.92 \text{ m}$$

De acuerdo a lo calculado se debe confinar todo el primer piso, pero se decide confinar hasta el segundo piso.

Se presentan los diagramas de la placa PL-08 en las direcciones principales, elaborados a partir de la distribución de acero definida previamente.

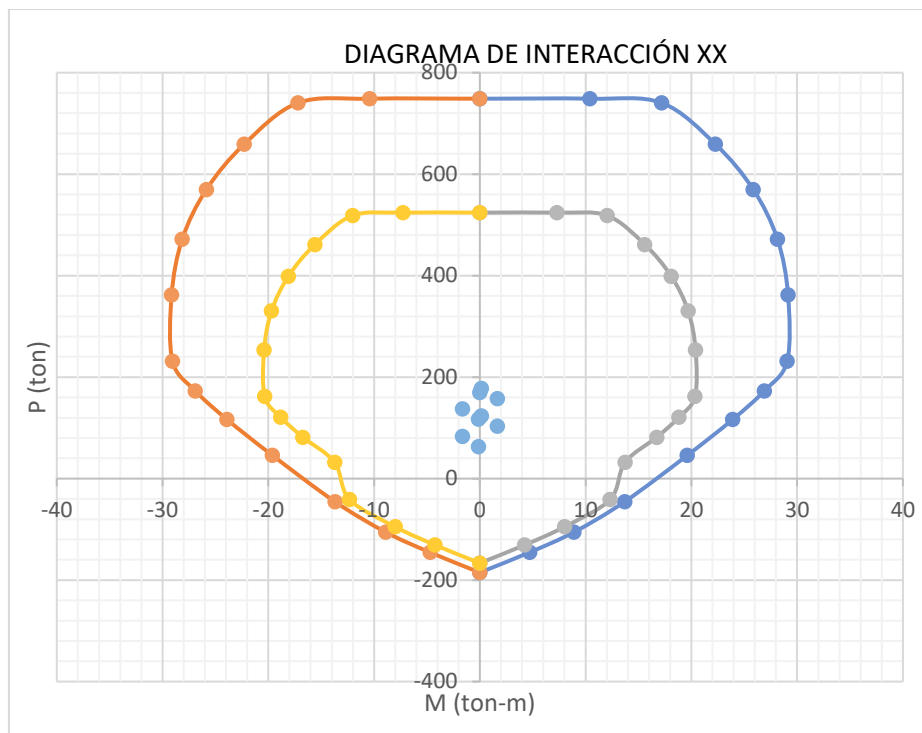


Figura 51 Diagrama de interacción de la placa PL-08 en dirección X.

Nota. Producción propia.

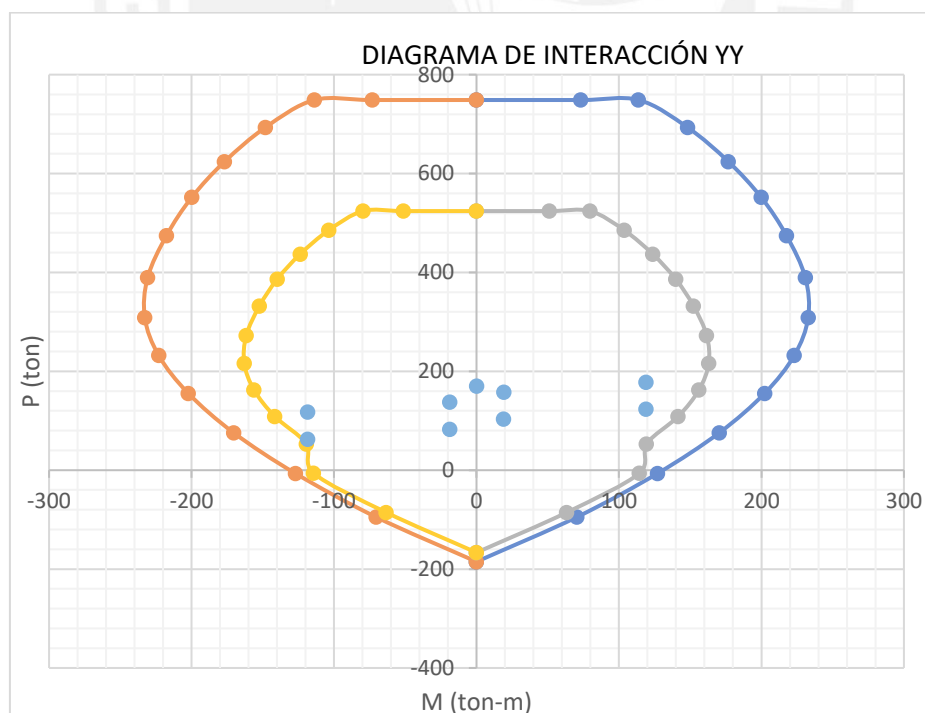


Figura 52 Diagrama de interacción de la placa PL-08 en dirección Y.

Nota. Producción propia.

Al evaluar los diagramas de interacción obtenidos para la placa en ambas direcciones de análisis, se verifica que los puntos representativos de las combinaciones de carga permanecen contenidos dentro del dominio resistente de la sección, lo cual evidencia que la sección trabaja dentro del rango elástico admisible y no presenta riesgo de falla por sobrecarga. Dichos diagramas representan gráficamente la relación entre los momentos flectores y los esfuerzos axiales que la sección puede resistir simultáneamente, permitiendo verificar la capacidad real del elemento frente a las solicitaciones combinadas.

Diseño por corte

A partir de la tabla 54, se obtiene una demanda de corte última igual a $V_u = 32.21$ ton. Sin embargo, este valor no puede emplearse directamente como corte de diseño, ya que la Norma E.060 exige evaluar la resistencia por capacidad a flexión, con el fin de garantizar un comportamiento dúctil del elemento. Para ello, se toma en cuenta el momento resistente nominal asociado a la sección ($M_n = 208$ ton•m), ajustando la fuerza cortante según dicho parámetro.

$$V_u = 32.21 * \left(\frac{208}{118.92} \right) = 56.33 \text{ ton}$$

El esfuerzo cortante resistido por el concreto es de 22.20 ton. Ya que $\phi V_c < V_u$, se requerirá el aporte del acero $V_s = 40.28$ ton

Se calcula el espaciamiento utilizando 2 varillas de $\phi 3/8''$:

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * (0.8 * 170)}{40790} = 20.14 \text{ cm}$$

Sin embargo, esta cuantía debe cumplir con la mínima horizontal:

$$\rho_h = 0.0025 * 25 * 100 = 6.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$s = \frac{1.43}{6.25} = 22 \text{ cm}$$

La cuantía mínima requiere un espaciamiento similar al calculado, por lo tanto, se opta por el uso de 2 varillas de $\phi 3/8''$ espaciada cada 20 cm.

Como se comentó previamente, en los bordes confinados el espaciamiento de estribos debe ajustarse al límite más estricto entre tres criterios: diez veces el diámetro de la barra de confinamiento, la menor dimensión del elemento y el valor absoluto máximo permitido por la norma. Al realizar dicha verificación se obtiene que el valor más desfavorable es cercano a 15.90 cm, por lo que, a fin de garantizar un confinamiento eficaz del núcleo de concreto en zonas críticas, se adopta un espaciamiento uniforme de 15 cm en estos tramos.

Esquema final de la placa PL-08

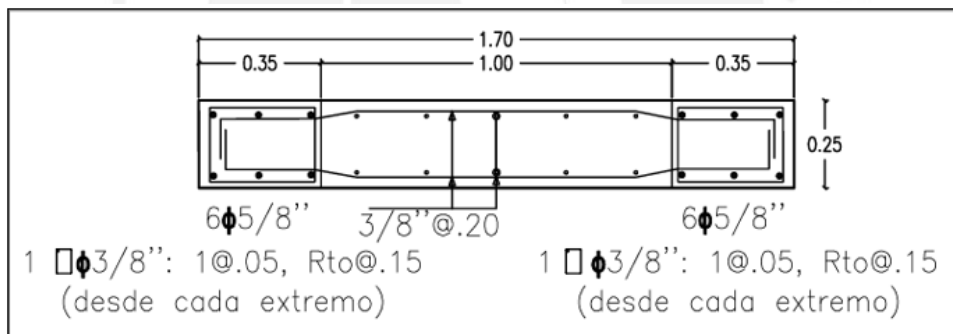


Figura 53 Esquema final de la placa PL-08 del primer piso al segundo piso.

Nota. Producción propia.

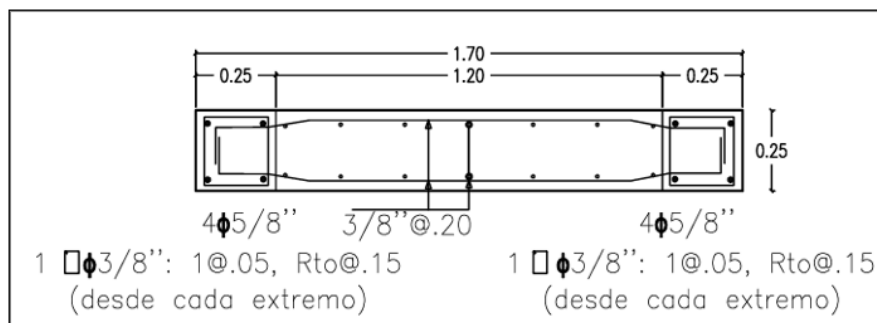


Figura 54 Esquema final de la placa PL-08 del tercer piso al quinto piso.

Nota. Producción propia.

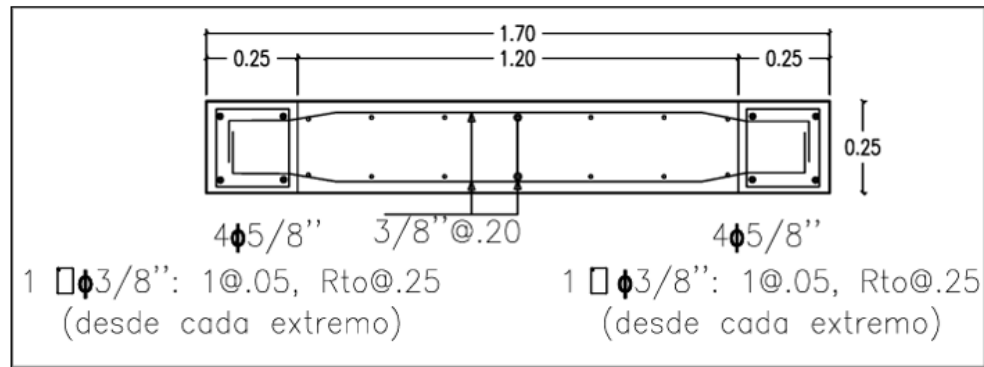


Figura 55 Esquema final de la placa PL-08 del sexto piso.

Nota. Producción propia.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES

8.1. Generalidades

Son estructuras que conducen las cargas que recibe la estructura desde los elementos verticales hacia el suelo. Antes de iniciar el diseño estructural del sistema de cimentación, es indispensable disponer con el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) del proyecto, el cual proporciona los parámetros geotécnicos fundamentales que condicionan el tipo, tamaño y profundidad de las cimentaciones. Dicho estudio define, entre otros aspectos, la capacidad portante del terreno, el nivel de fundación o profundidad de apoyo, el peso específico del suelo, así como la estratigrafía y características de compactación de las capas del subsuelo.

En este trabajo, el EMS determinó los siguientes parámetros:

- Capacidad portante del terreno: 4 kg/cm²
- Nivel de apoyo de la fundación: 1.50 m
- Peso específico del suelo: 2000 kg/m³

Entre los tipos de cimentaciones superficiales más comunes se encuentran las zapatas aisladas, que se emplean para columnas con cargas individuales; las zapatas combinadas, que se utilizan

cuando dos o más columnas se encuentran próximas y sus áreas de influencia se superponen; y las zapatas conectadas, que incorporan una viga de unión para equilibrar asentamientos o momentos diferenciales.

En este proyecto, se hará uso de zapatas combinadas y conectadas. Esta solución responde a la disposición geométrica de los ejes estructurales, donde algunas columnas se encuentran próximas a los linderos del terreno, así como a la magnitud de las cargas gravitacionales y sísmicas que transmiten los elementos verticales.

8.2. Diseño de zapatas aisladas

Se recomienda que el centroide de la zapata coincida con la línea de acción de la carga transmitida por el elemento soportado, ya que esto minimiza las excentricidades y, por ende, las tensiones adicionales en el suelo.

El procedimiento de diseño considera que la reacción del terreno puede modelarse como una presión uniforme o, en algunos casos, como una distribución linealmente variable. Para cumplir con esta suposición, es necesario garantizar que la zapata tenga una rigidez adecuada, lo cual generalmente implica asignarle un peralte no menor a 50 cm.

8.2.2. Dimensionamiento de zapatas aisladas

Se dimensiona un área centrada cuya posición coincide con el punto de aplicación resultante de las cargas, el cual es hallado con cargas y momentos estáticos. Para el dimensionamiento se hace uso de la siguiente fórmula:

$$Atentativa = \frac{(P_m + P_v) * 1.20}{0.9 * \sigma}$$

En la ecuación, el incremento del 20 % en la carga total tiene como finalidad contemplar el aporte del peso propio de la zapata, garantizando una estimación más realista de la carga

transmitida al suelo. Del mismo modo, dado que se trata de un suelo de tipo gravoso, se introduce una reducción del 10% en la capacidad admisible del terreno, al no contemplarse momentos en este cálculo inicial. A partir del área tentativa obtenida, se puede estimar de manera más acertada las dimensiones en planta (L_x y L_y). Posteriormente, estas dimensiones permiten verificar los esfuerzos cuando se incluyen los efectos de los momentos sísmicos, mediante la fórmula correspondiente:

$$\sigma = \frac{P}{L_x * L_y} \pm \frac{Mv}{I}$$

8.2.2. Verificación de corte

De acuerdo a las dimensiones estimadas y al esfuerzo último calculado (σ_u), se determina el volado crítico, con el cuál se obtendrá el cortante último de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$V_u = \sigma_u * \text{Atributaria}$$

La figura siguiente ilustra el área tributaria y la sección crítica de corte:

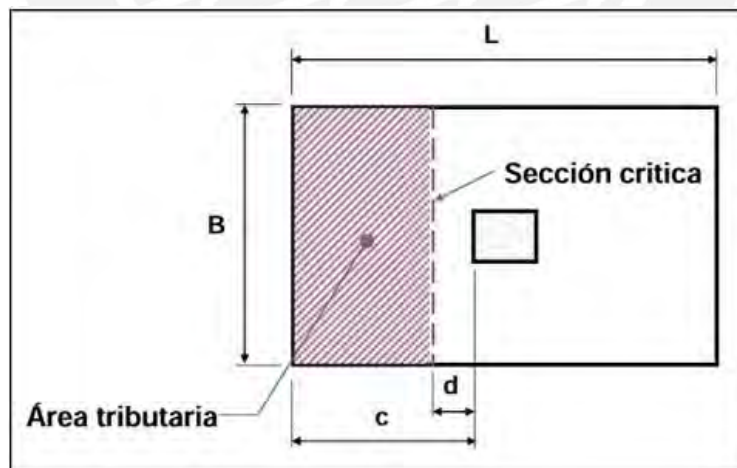


Figura 56 Área tributaria y sección crítica en la falla por corte.

Nota. Tomado de “Diapositiva de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2021.

Y se determina el cortante resistente:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

8.2.3. Evaluación de corte por punzonamiento

La transferencia de cargas desde el apoyo hacia el terreno puede generar esfuerzos concentrados alrededor del perímetro de la columna. Dado que estas estructuras no cuentan con refuerzo destinado exclusivamente a resistir los esfuerzos cortantes, es necesario comprobar que el espesor útil disponible resulte suficiente para evitar una falla por punzonamiento. Este esfuerzo se evalúa a partir de la expresión:

$$V_u = \sigma_u * A_{tributaria}$$

La sección crítica se ubica a una distancia de $d/2$ alrededor del perímetro de la columna como se puede ver en la siguiente imagen referencial:

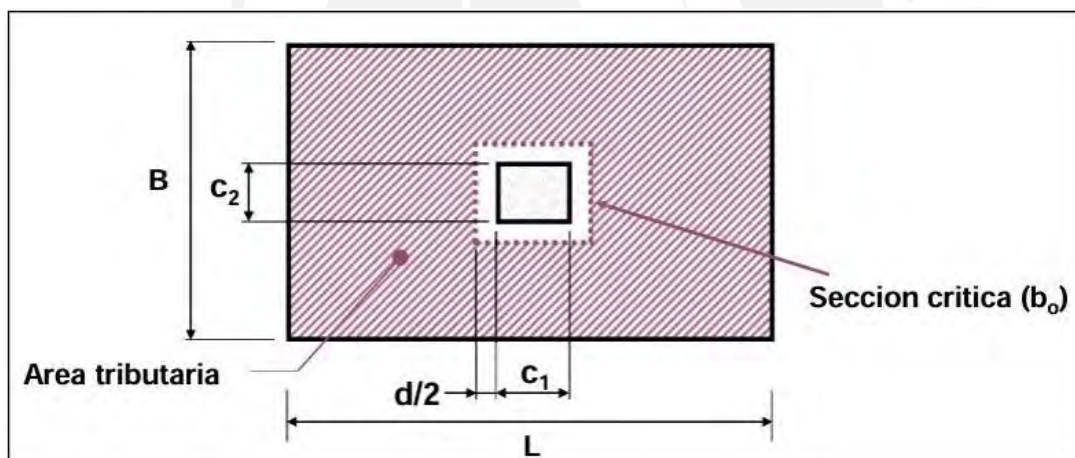


Figura 57 Esquema de área tributaria y perímetro crítico para la verificación de punzonamiento.

Nota. Tomado de “Diapositiva de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2021.

El cortante resistente se determina mediante:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

Finalmente, se debe cumplir que $V_u \leq \phi V_c$.

8.2.4. Diseño por flexión

Establecida la altura de la zapata, se continúa determinando los momentos flectores en las caras adyacentes a cada placa y también en el tramo interior de la zapata, con lo cual podremos determinar el refuerzo de acero. Para calcular el momento último actuante en la zapata, se utiliza la ecuación:

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

Donde:

c : volado de la zapata

Se debe tener en cuenta que el refuerzo mínimo para zapatas es $As_{mín} = 0.0018 * b * h$.

Adicionalmente, se recomienda volados similares en ambas direcciones, para obtener un mismo armado en X e Y.

8.3. Diseño de zapatas combinada

Cuando no es viable diseñar zapatas aisladas independientes debido a la superposición de zapatas, se plantea el uso de las zapatas combinadas. El funcionamiento de las zapatas combinadas puede compararse con el de una viga continua, apoyada en columnas o placas y con tramos en voladizo en sus extremos, la cual recibe cargas distribuidas de forma uniforme o variable. Para que la reacción del suelo se mantenga uniforme o varíe linealmente en caso de cargas excéntricas, la zapata debe tener una rigidez significativa, lo que permitirá que esta aproximación sea válida. A continuación, se presenta un ejemplo gráfico de una zapata combinada con o sin excentricidad:

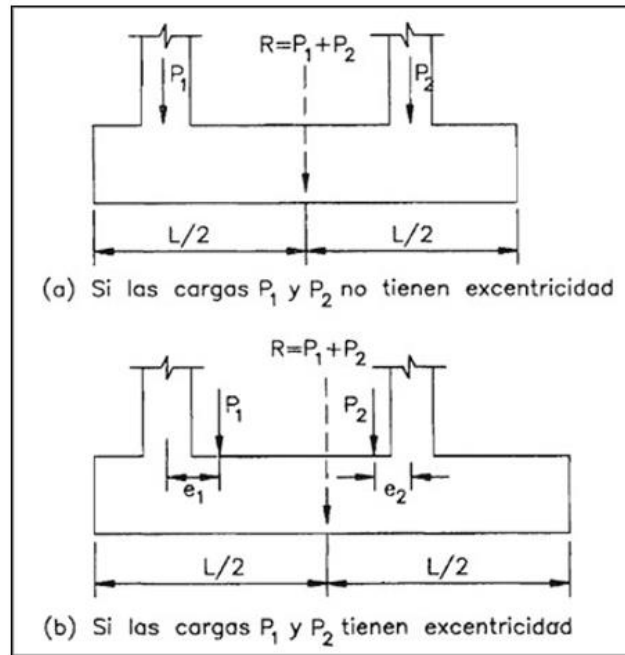


Figura 58 Zapatas combinadas con y sin excentricidad.

Nota. Tomado de “Diapositiva de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2021.

8.3.1. Caso práctico para el diseño de zapata combinada

Se desarrolla el diseño de la zapata combinada que sostiene a las placas PL-02 y PL-04, correspondientes al ascensor, localizadas en el eje C (ver Figura 59).

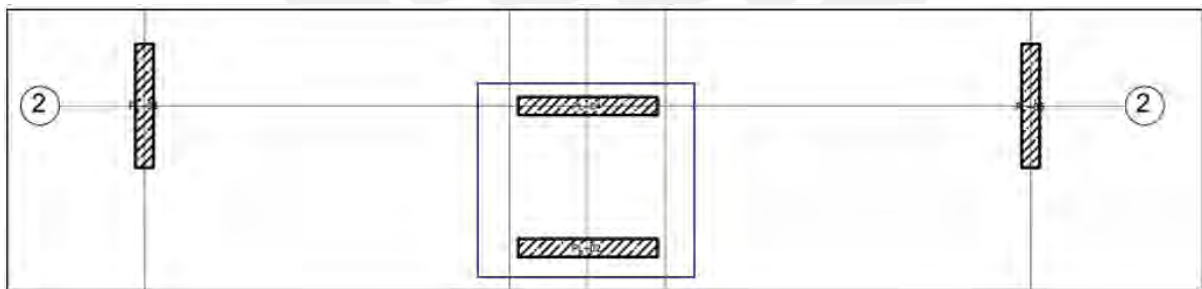


Figura 59 Ubicación de la zapata combinada en planta.

Nota. Producción propia.

Dimensionamiento de zapata y cálculo de fuerzas resultantes

Mediante el modelado estructural desarrollado en ETABS se identifican las cargas gravitacionales y sísmicas que actúan sobre cada una de las placas. Con las solicitaciones

gravitacionales se calcula el centroide de las cargas aplicadas, el cual establece la posición del centro de la zapata combinada.

Asimismo, se presentan las tablas de cargas individuales y las resultantes obtenidas en dicho centro, que servirán como base para el dimensionamiento del área de apoyo y la verificación del desempeño de la cimentación.

Tabla 56 Cargas gravitacionales y sísmicas de la placa PL-02.

CARGAS DE GRAVEDAD (ton)			
PD	88.22	PL	24.09
MDyy	0.00	MDxx	0.02
MLyy	0.00	MLxx	0.00
CARGAS DE SISMO (ton)			
PSX	0.00	PSY	-0.08
MSXyy	98.93	MSYxx	1.98

Nota. Fuente: Datos extraídos del programa ETABS.

Tabla 57 Cargas gravitacionales y sísmicas de la placa PL-04.

CARGAS DE GRAVEDAD (ton)			
PD	166.73	PL	34.66
MDyy	0.00	MDxx	0.02
MLyy	0.00	MLxx	0.00
CARGAS DE SISMO (ton)			
PSX	0.00	PSY	-0.18
MSXyy	94.86	MSYxx	1.98

Nota. Fuente: Datos extraídos del programa ETABS.

Tabla 58 Cargas gravitacionales y sísmicas resultantes en el centro geométrico.

CARGAS DE GRAVEDAD (ton)			
PD	254.95	PL	58.75
MDyy	0.00	MDxx	-76.90
MLyy	0.00	MLxx	-10.36
CARGAS DE SISMO POSITIVO (ton)			
PSX	0.00	PSY	-0.26
MSXyy	193.79	MSYxx	4.00
CARGAS DE SISMO NEGATIVO (ton)			
PSX	0.00	PSY	0.26
MSXyy	-193.79	MSYxx	-4.00

Nota. Fuente: Datos extraídos del programa ETABS.

Se halla un área tentativa y se determinan las siguientes dimensiones: $L_x = 5.00 \text{ m}$ y $L_y = 5.00 \text{ m}$.

A continuación, se analizan los esfuerzos transmitidos al terreno por la zapata combinada, considerando tanto las acciones gravitacionales como las sísmicas. La verificación consiste en comprobar que las presiones de contacto obtenidas no superen la capacidad portante del suelo: 40 ton/m^2 para condiciones de gravedad y 52 ton/m^2 para sísmicas.

Tabla 59 Validación de los esfuerzos en la zapata combinada.

Verificación	Centro de carga	Esfuerzos (ton/m)			Esfuerzos últimos (ton/m ²)
Sin sismo	Xcg	0.00	σ	20.15	32.24
	Ycg	0.98	$\sigma < \sigma_{adm}$	Cumple	
Considerando 50% de CV en la PL-02	Xcg	0.00	σ	19.67	31.46
	Ycg	1.02	$\sigma < \sigma_{adm}$	Cumple	
Considerando 50% de CV en la PL-03	Xcg	0.00	σ	19.45	31.13
	Ycg	1.03	$\sigma < \sigma_{adm}$	Cumple	
Caso de momento sísmico antihorario	Xcg	-0.49	σ	29.65	37.06
	Ycg	0.76	$\sigma < \sigma_{adm}$	Cumple	
Caso de momento sísmico horario	Xcg	0.49	σ	29.24	36.54
	Ycg	1.11	$\sigma < \sigma_{adm}$	Cumple	

Nota. Producción propia.

Verificación de corte

Como se puede ver en la Figura 60, la sección crítica para el punzonamiento se ubica a una distancia aproximada de 1.40 m en la dirección Y y 1.54 m en la dirección X. Para efectos del análisis a corte, se considera un peralte efectivo de 60 cm, a fin de garantizar la rigidez necesaria en la transmisión de cargas hacia el suelo.

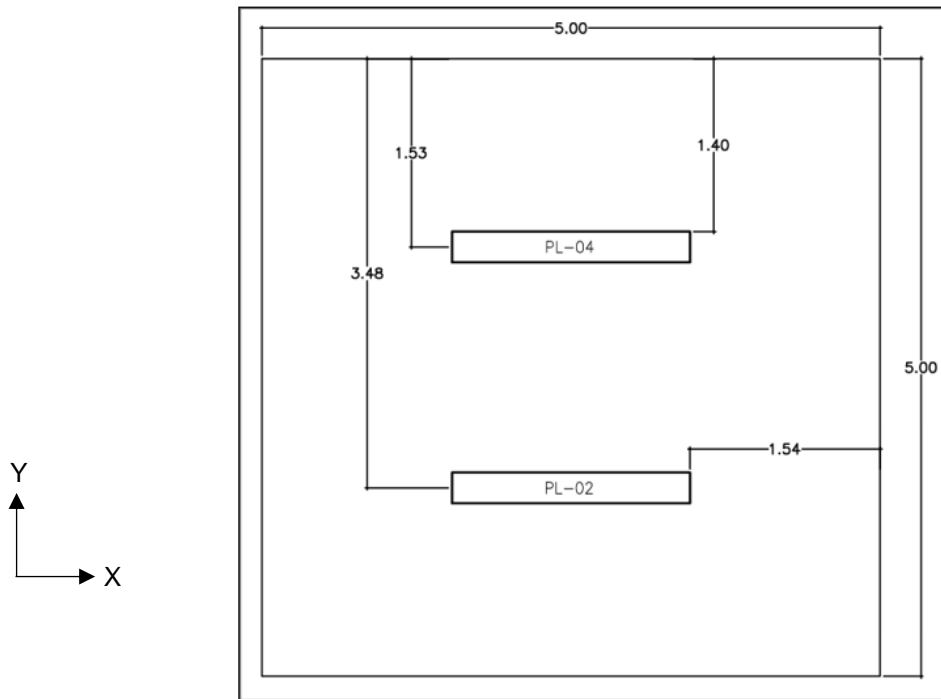


Figura 60 Volado crítico para diseño por cortante.

Nota. Producción propia.

Se calcula el cortante de diseño:

$$V_u = 37.06 * 5 * (1.54 - 0.6) = 174.19 \text{ ton}$$

Se halla el cortante resistente:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 5 * 0.6 = 195.85 \text{ ton}$$

Del mismo modo, se verifica el tramo interior entre las dos placas.

$$V_u = 37.06 * 5 * \frac{(1.95 - 2 * (0.6 + 0.125))}{2} + \frac{215.14 - 215.14}{1.95} = 46.33 \text{ ton}$$

Finalmente se comprueba que $V_u < \phi V_c$, entonces el diseño por corte es correcto.

Verificación de corte por punzonamiento

Las secciones críticas que se consideran para el diseño por punzonamiento se presentan en la siguiente figura:

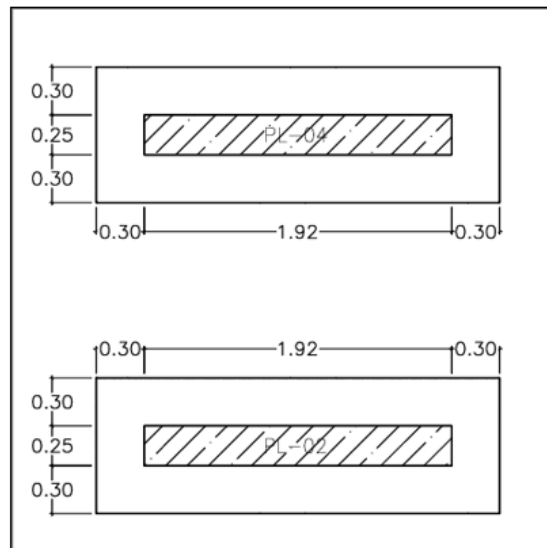


Figura 61 Área crítica de la sección para diseño por punzonamiento de la placa sobre la zapata.

Nota. Producción propia.

La sección crítica para ambas placas tiene el mismo valor, realizando los cálculos se obtiene lo siguiente:

$$A_o = (1.92 + 0.6) * (0.25 + 0.6) = 2.14 \text{ m}^2$$

$$b_o = (1.92 + 0.6) * 2 + (0.25 + 0.6) * 2 = 6.74 \text{ m}$$

Se calcula el cortante de diseño por punzonamiento para las placas:

$$\text{PL-02: } V_u = (88.22 + 24.09) * 1.6 - 37.06 * 2.14 = 100.31 \text{ ton}$$

$$\text{PL-04: } V_u = (166.73 + 34.66) * 1.6 - 37.06 * 2.14 = 242.84 \text{ ton}$$

Se halla el cortante resistente:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 674 * 60 = 528.01 \text{ ton}$$

Finalmente se comprueba que $V_u < \phi V_c$, entonces el diseño por punzonamiento es correcto.

Diseño por flexión

Volado longitudinal = 1.40 m

$$M_u = \frac{37.06 * 5 * 1.40^2}{2} = 181.61 \text{ ton.m} \quad A_s = 82.76 \text{ cm}^2$$

Para la dirección longitudinal se colocará aceros de $3/4''\phi @ 15 \text{ cm}$.

Volado transversal = 1.54 m

$$M_u = \frac{37.06 * 5 * 1.54^2}{2} = 219.74 \text{ ton.m} \quad A_s = 100.88 \text{ cm}^2$$

Para la dirección transversal se colocará aceros de $1''\phi @ 25 \text{ cm}$.

Momento máximo en el tramo interior

$$M_u = 88.08 - 216.90 = -128.82 \text{ ton}$$

El signo negativo del momento obtenido refleja que en el tramo interior no se generan esfuerzos de tracción en la fibra superior. Es preciso mencionar que el procedimiento realizado es simplificado, ya que se ha asumido una presión última constante; sin embargo, si se consideraran presiones variables, podrían generarse casos que produzcan tracciones en la cara superior. Asimismo, se considera el efecto de retracción y temperatura del concreto, el cual puede inducir fisuras en la parte superior de la zapata, especialmente en elementos de gran superficie como en este caso. Por ello, se ha dispuesto acero mínimo por retracción en la parte superior, de acuerdo con lo normado.

Esquema final de la zapata combinada

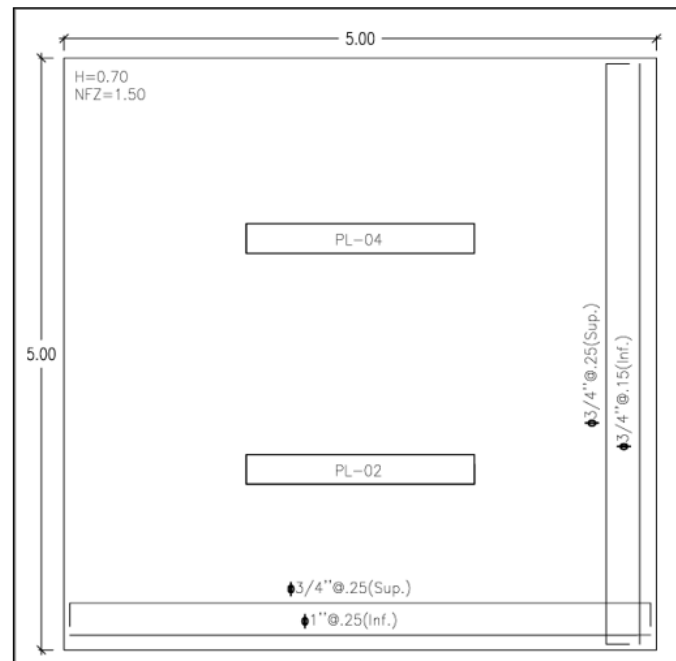


Figura 62 Esquema final de la zapata combinada.

Nota. Producción propia.

8.4. Diseño de zapatas conectadas

Cuando las columnas o muros se localizan cerca del lindero, el centro de cargas deja de coincidir con el centroide de la zapata. Esto genera excentricidades y momentos adicionales, que pueden provocar una distribución desigual de las presiones en el suelo.

Aunque es posible realizar una redistribución de las presiones para compensar estos efectos, esto podría llevar a obtener presiones elevadas o dimensiones excesivas de la zapata, lo que no resulta eficiente ni práctico.

En consecuencia, se emplean zapatas conectadas, formadas por zapatas perimetrales y una interna unidas mediante una viga rígida. Esta última tiene la función principal de contrarrestar los momentos generados en las zapatas perimetrales, evitando su giro y redistribuyendo las cargas hacia la zapata interna, obteniendo así una distribución uniforme en las presiones. Para que este sistema funcione correctamente, es fundamental que la zapata interna soporte una

carga mayor que la transmitida por la viga de conexión. La siguiente imagen presenta un esquema representativo de una zapata conectada:

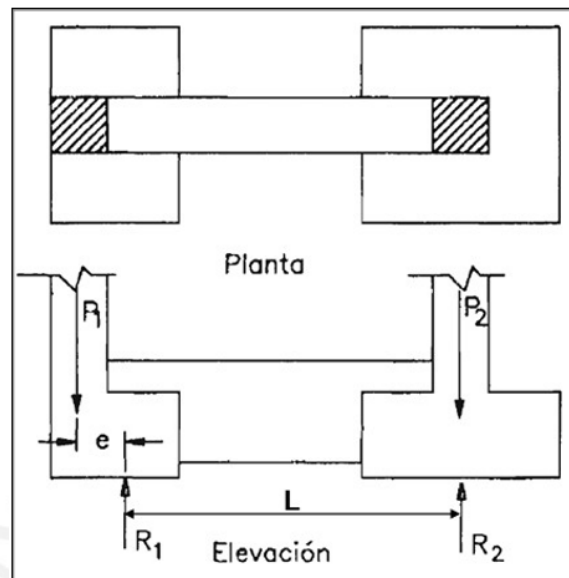


Figura 63 Planta y elevación de una zapata conectada.

Nota. Tomado de “Diapositiva de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2021.

8.4.1. Caso práctico para el diseño de zapata conectada

❖ Ejemplo de diseño de zapata conectada ubicado en eje 2

Se desarrolla el diseño de la zapata conectada que sostiene a las placas PL-02 y PL-03 y PL-05, localizadas en el eje C (ver Figura 64).

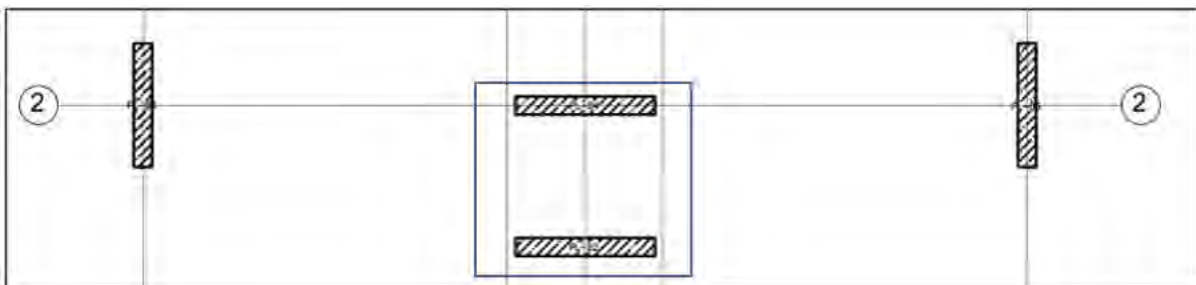


Figura 64 Ubicación de la zapata conectada a lo largo del eje 2.

Nota. Producción propia.

Análisis estructural

En base al modelo elaborado en el software ETABS, se obtienen las tablas de cargas gravitacionales y sísmicas actuantes sobre las placas. En la Figura 64, se puede ver una zapata combinada central, la cual ha sido previamente diseñada y explicada en el ítem 9.3. Por lo tanto, se utilizarán las cargas resultantes obtenidas en dicho análisis. Además, se verificará que el diseño de la zapata combinada cumpla con las exigencias estructurales de la zapata conectada que se desarrollará en este apartado.

Tabla 60 Cargas gravitacionales y sísmicas de la placa PL-03.

CARGAS DE GRAVEDAD (ton)			
PD	94.32	PL	17.88
MDyy	0.00	MDxx	-2.34
MLyy	0.00	MLxx	-0.60
CARGAS DE SISMO (ton)			
PSX	-3.65	PSY	-17.90
MSXyy	-1.33	MSYxx	-94.27

Nota. Producción propia.

Tabla 61 Cargas gravitacionales y sísmicas resultantes en el centro de gravedad de cargas de las placas PL-02 y PL-04.

CARGAS DE GRAVEDAD (ton)			
PD	254.95	PL	58.75
MDyy	0.00	MDxx	-6.40
MLyy	0.00	MLxx	5.85
CARGAS DE SISMO (ton)			
PSX	0.00	PSY	-0.26
MSXyy	193.79	MSYxx	4.00

Nota. Producción propia.

Tabla 62 Cargas gravitacionales y sísmicas de la placa PL-05.

CARGAS DE GRAVEDAD (ton)			
PD	94.32	PL	17.88
MDyy	0.00	MDxx	-2.34
MLyy	0.00	MLxx	-0.60
CARGAS DE SISMO (ton)			
PSX	-3.65	PSY	-17.90
MSXyy	1.33	MSYxx	-94.27

Nota. Producción propia.

Dimensionamiento

En primer lugar, se estiman las dimensiones de la zapata correspondiente a la placa exterior PL-03, cuyas cargas son iguales para la placa PL-05. Para dichas placas se propone una zapata de $Lx = 2.20 \text{ m}$ y $Ly = 4.00 \text{ m}$ buscando reducir el volado en la dirección de la viga de unión. Con estas dimensiones se obtiene una excentricidad de 0.98 m y con ello se calculan las reacciones en las zapatas para verificar las dimensiones.

- Primera verificación (sin sismo):

Se propone un modelo simplificado para la determinación de las reacciones en las zapatas. Con dichos valores es posible comprobar las dimensiones y estimar las presiones, tratándolas de manera análoga a una zapata aislada, en la cual la carga axial corresponde a la reacción del apoyo y el momento al esfuerzo transversal (momento respecto al eje x).

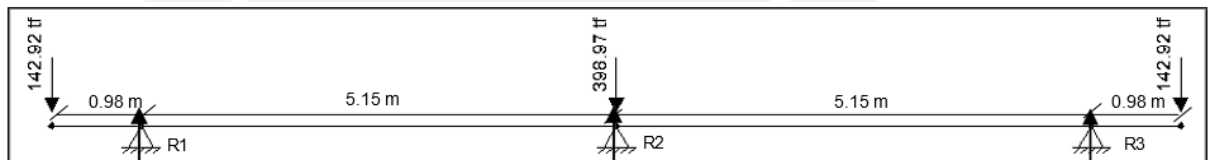


Figura 65 Modelo isostático de la zapata conectada para la primera verificación.

Nota. Producción propia.

A partir del esquema, se obtienen las siguientes reacciones;

$$R1 = R3 = 182.46 \text{ ton}$$

$$R2 = 318.62 \text{ ton}$$

Se verifica la dimensión de la zapata interior, que se trata de la zapata combinada previamente diseñada:

$$A2 \text{ estimada} = \frac{318.62 * 1.05}{0.9 * 40} = 9.29 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones del diseño de la zapata son $Lx = 5.00\text{ m}$ y $Ly = 5.00\text{ m}$, por lo tanto, estas satisfacen el área estimada.

A continuación, se determinan las presiones actuantes para el primer caso:

Tabla 63 Cálculo de las presiones (ton/m²) en las zapatas para el caso sin sismo.

Zapata exterior		Zapata interior		Zapata exterior	
R1 estimado (ton)	182.46	R2 estimado (ton)	318.62	R3 estimado (ton)	182.46
M _{sy-x} (ton.m)	-2.93	M _{sy-x} (ton.m)	-87.26	M _{sy-x} (ton.m)	-2.93
B (m)	2.20	B (m)	5.00	B (m)	2.20
L (m)	4.00	L (m)	5.00	L (m)	4.00
σ1	20.23	σ1	8.56	σ1	20.23
σ2	21.23	σ2	16.93	σ2	21.23

Nota. Producción propia.

Los resultados de la Tabla 63 muestran que los esfuerzos resultan inferiores al esfuerzo admisible del suelo, establecida en 40 ton/m². De igual manera, se efectúa una comprobación de presiones mediante el software SAFE, considerando un módulo de balasto de 8 kg/cm³, valor citado en investigaciones que aplican la metodología planteada por Morrison (1993). Los resultados obtenidos muestran concordancia con los esfuerzos previamente calculados.

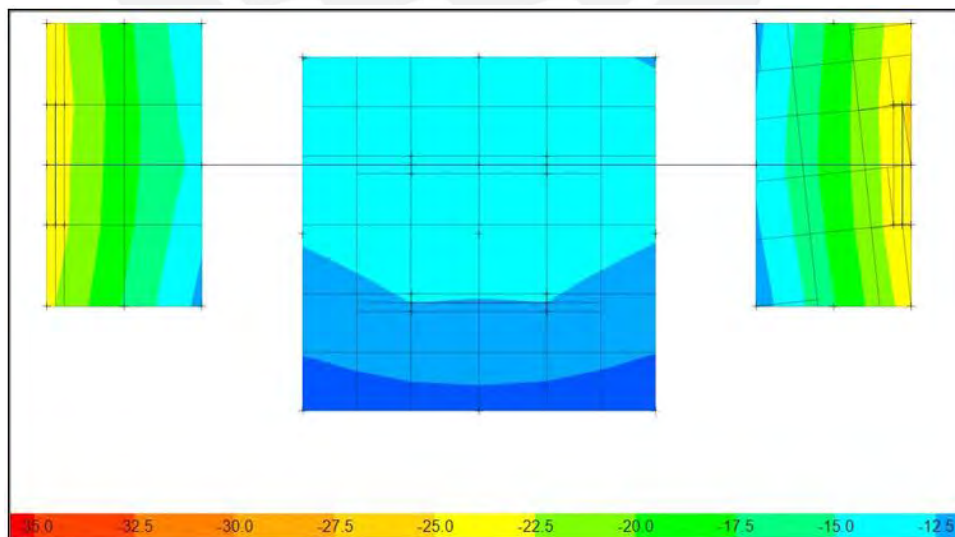


Figura 66 Verificación de presiones para el caso sin sismo en software SAFE.

Nota. Obtenido de software SAFE.

- Segunda verificación con momentos de sismo longitudinal y en sentido antihorario:

Se plantea un esquema simplificado para calcular las reacciones en las zapatas, añadiendo las fuerzas de sismo en sentido antihorario.

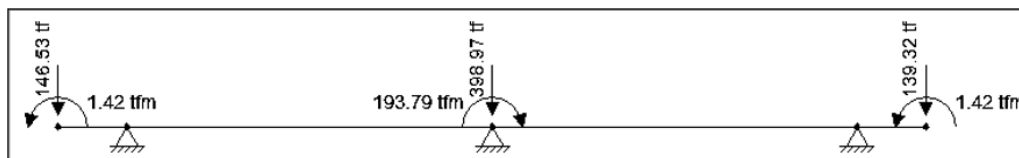


Figura 67 Modelo isostático de la zapata conectada para la segunda verificación.

Nota. Producción propia.

A continuación, se determinan las presiones actuantes para la segunda verificación:

Tabla 64 Cálculo de las presiones (ton/m²) en las zapatas para la segunda verificación.

Zapata exterior		Zapata interior		Zapata exterior	
R1 estimado (ton)	197.43	R2 estimado (ton)	318.36	R3 estimado (ton)	169.03
M _{sy-x} (ton.m)	-2.93	M _{sy-x} (ton.m)	-87.26	M _{sy-x} (ton.m)	-2.93
B (m)	2.20	B (m)	5.00	B (m)	2.20
L (m)	4.00	L (m)	5.00	L (m)	4.00
σ1	21.94	σ1	8.55	σ1	18.71
σ2	22.93	σ2	16.92	σ2	19.71

Nota. Producción propia.

Se comprueba que los esfuerzos obtenidos se encuentran por debajo del esfuerzo admisible del suelo, la cual se incrementa en un 30% al considerar la acción sísmica, alcanzando un valor de 52 ton/m². Asimismo, se efectúa una verificación de las presiones de contacto mediante el software SAFE, obteniéndose valores de esfuerzos comparables a los calculados manualmente, lo que confirma la validez del dimensionamiento adoptado.

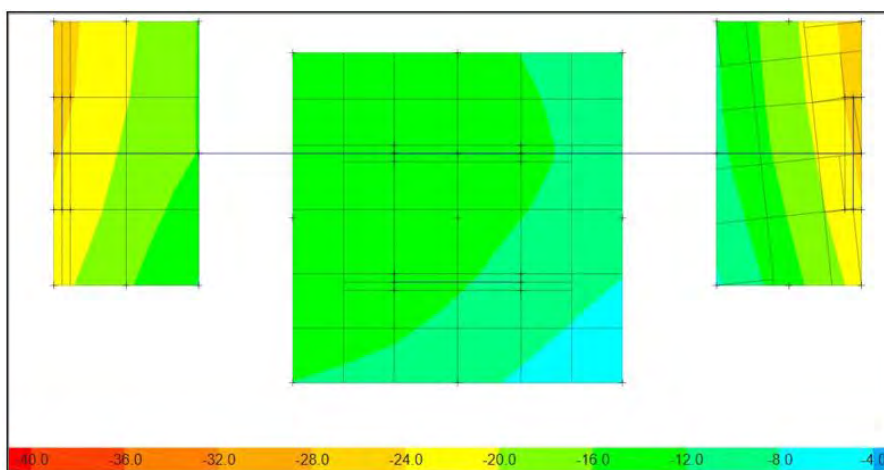


Figura 68 Verificación de presiones para el caso con sismo antihorario en software SAFE.

Nota. Obtenido de software SAFE.

- Tercera verificación con momentos de sismo longitudinal y sentido horario:

Se plantea un esquema simplificado para calcular las reacciones en las zapatas, añadiendo las fuerzas de sismo en sentido horario.

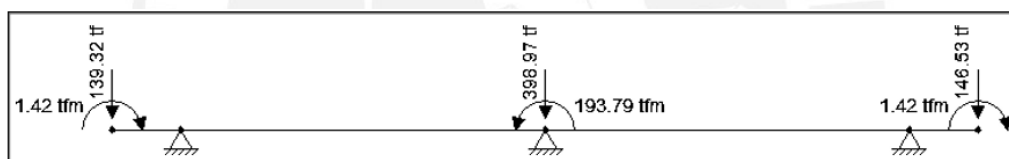


Figura 69 Modelo isostático de la zapata conectada para la segunda verificación.

Nota. Producción propia.

A continuación, se determinan las presiones actuantes para la tercera verificación:

Tabla 65 Cálculo de las presiones en las zapatas para la tercera verificación.

Zapata exterior		Zapata interior		Zapata exterior	
R1 estimado (ton)	169.02	R2 estimado (ton)	318.22	R3 estimado (ton)	197.58
M _{sy-x} (ton.m)	-2.93	M _{sy-x} (ton.m)	-87.26	M _{sy-x} (ton.m)	-2.93
B (m)	2.20	B (m)	5.00	B (m)	2.20
L (m)	4.00	L (m)	5.00	L (m)	4.00
σ1	18.71	σ1	8.54	σ1	21.95
σ2	23.73	σ2	16.92	σ2	27.83

Nota. Producción propia.

Se comprueba que los esfuerzos obtenidos se encuentran por debajo del esfuerzo admisible del suelo, la cual se incrementa en un 30% al considerar la acción sísmica,

alcanzando un valor de 52 ton/m². Asimismo, se efectúa una verificación de las presiones de contacto mediante el software SAFE, obteniéndose valores de esfuerzos comparables a los calculados manualmente, lo que confirma la validez del dimensionamiento adoptado.

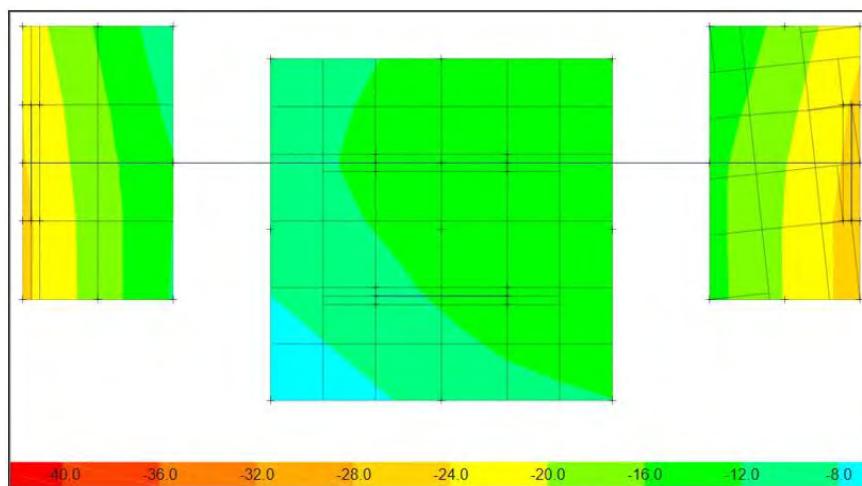


Figura 70 Verificación de presiones para el caso con sismo antihorario en software SAFE.

Nota. Obtenido de software SAFE.

- Cuarta verificación con sismo transversal

Se trabaja con las reacciones obtenidas en la primera verificación, incorporando además el momento de sismo y la carga axial por el sismo transversal. A continuación, se determinan las presiones actuantes para la segunda verificación:

Tabla 66 Cálculo de las presiones en las zapatas para la cuarta verificación.

Zapata exterior		Zapata interior		Zapata exterior	
R1 estimado (ton)	183.22	R2 estimado (ton)	318.29	R3 estimado (ton)	183.30
M _{sy-x} (ton.m)	-99.03	M _{sy-x} (ton.m)	-83.19	M _{sy-x} (ton.m)	-99.03
B (m)	2.20	B (m)	5.00	B (m)	2.20
L (m)	4.00	L (m)	5.00	L (m)	4.00
σ1 (ton/m ²)	1.87	σ1 (ton/m ²)	8.73	σ1 (ton/m ²)	1.88
σ2 (ton/m ²)	35.63	σ2 (ton/m ²)	16.71	σ2 (ton/m ²)	35.64

Nota. Producción propia.

Se comprueba que los esfuerzos obtenidos se encuentran por debajo de la capacidad portante admisible de suelo, la cual se incrementa en un 30% al considerar la acción

sísmica, alcanzando un valor de 52 ton/m². Del mismo modo, se corrobora mediante el software SAFE que las presiones de contacto obtenidas son consistentes con los valores calculados, lo que confirma la validez del diseño adoptado.

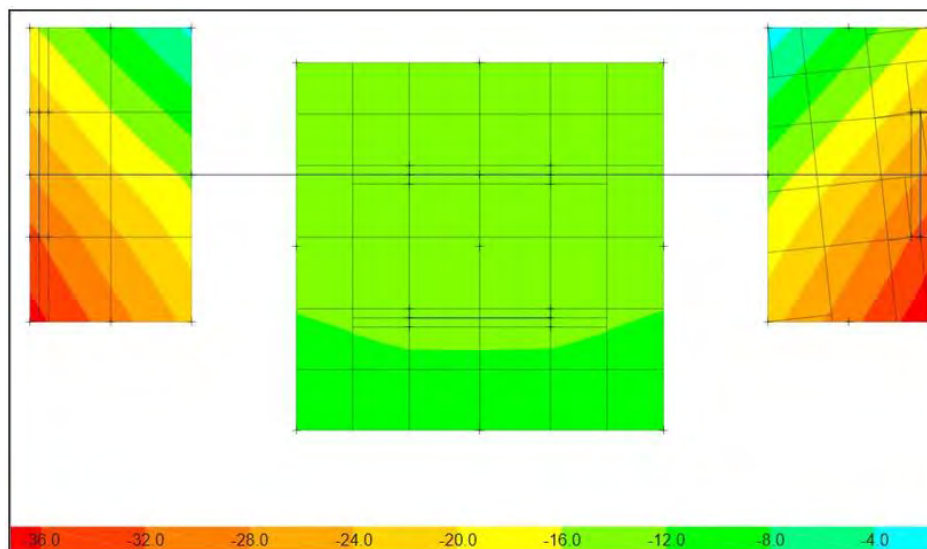


Figura 71 Verificación de presiones para el caso con sismo antihorario en software SAFE.

Nota. Obtenido de SAFE.

En la tabla siguiente muestra un resumen que compara los esfuerzos máximos obtenidos con los esfuerzos últimos de la zapata conectada.

Tabla 67 Esfuerzos máximos y últimos de la zapata conectada evaluada.

Verificación	Zapata exterior	Zapata interior	Zapata exterior
	σ máximo (ton/m ²)		
1era sin sismo	21.32	16.92	21.33
2da sismo longitudinal antihorario	22.93	16.92	19.71
3ra sismo longitudinal horario	23.73	16.92	27.83
4ta sismo transversal	35.63	16.71	35.64
σ último (ton/m²)	44.54	37.06	44.54

Nota. Producción propia.

Los resultados indican que los esfuerzos obtenidos están dentro de los valores admisibles, lo que ratifica la corrección de las dimensiones establecidas y permite continuar con el diseño.

Verificación de corte por punzonamiento

Para la zapatas exteriores se supone un peralte efectivo “d” igual a 80 cm con el que se realizan los cálculos a continuación:

$$A_o = (0.25 + 0.40) * (1.70 + 0.80) = 1.63 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = 2.20 * 4.00 = 8.80 \text{ m}^2$$

$$b_o = (1.70 + 0.8) + (0.25 + 0.4) * 2 = 3.80 \text{ m}$$

Cortante de diseño:

$$V_u = 44.54 * (8.80 - 1.63) = 319.57 \text{ ton}$$

Cortante resistente:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 380 * 80 = 396.92 \text{ ton}$$

La zapata interior, que corresponde a la zapata combinada, ya ha sido verificada en el ítem 9.3.

Verificación de corte

Para la zapatas exteriores se realiza los cálculos con un d de 80 cm y el volado más largo de 1.95 m.

Cortante de diseño:

$$V_u = 44.54 * (1.95 - 0.80) * 4.00 = 204.88 \text{ ton}$$

Cortante resistente:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 400 * 80 = 208.91 \text{ ton}$$

Finalmente se comprueba que $V_u < \phi V_c$, entonces el diseño por cortante es válido.

La zapata interior, que corresponde a la zapata combinada, ya ha sido verificada en el ítem 9.3.

Diseño por flexión

Volado en eje X = 1.95 m

$$M_u = \frac{44.54 * 4.00 * 1.95^2}{2} = 338.73 \text{ ton.m} \quad A_s = 117.05 \text{ cm}^2 \quad (3/4'' \phi @ 10 \text{ cm})$$

Volado en eje Y = 1.15 m

$$M_u = \frac{44.54 * 2.20 * 1.15^2}{2} = 64.79 \text{ ton.m} \quad A_s = 35.64 \text{ cm}^2 \quad (3/4'' \phi @ 15 \text{ cm})$$

La zapata interior, que corresponde a la zapata combinada, ya ha sido verificada en el ítem 9.3.

Diseño de la viga de cimentación

Para su análisis se adopta un modelo simplificado, que idealiza la viga como una viga continua apoyada sobre las placas o zapatas. En dicho modelo, las cargas distribuidas aplicadas representan las reacciones transmitidas por el terreno a través de las zapatas, las cuales están unidas mediante la propia viga. Con esta idealización es posible obtener los esfuerzos internos máximos (momentos y cortantes), a partir de los cuales se define la armadura longitudinal y transversal necesaria para resistir las sollicitaciones.

$$W_{zapata \text{ exterior}} = 44.54 * 4.00 = 178.16 \text{ ton/m}$$

$$W_{zapata \text{ interior}} = 37.06 * 5.00 = 185.31 \text{ ton/m}$$

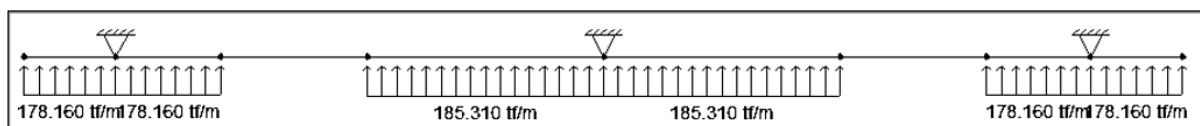


Figura 72 Modelo isostático de la viga de cimentación.

Nota. Producción propia.

A partir del modelado se obtienen los siguientes diagramas:

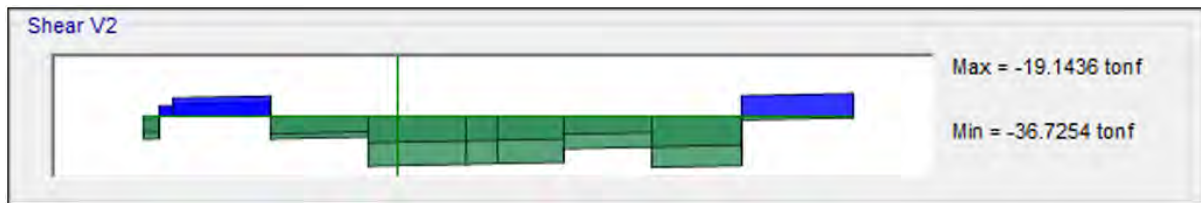


Figura 73 DFC de la viga de cimentación.

Nota. Obtenido del programa ETABS.

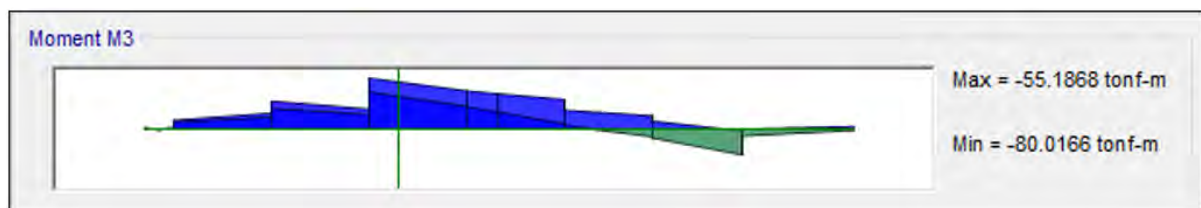


Figura 74 DMF de la viga de cimentación.

Nota. Obtenido del programa ETABS.

Para el diseño se propone inicialmente una viga de cimentación de 60x120 cm, considerando un peralte efectivo de 110 cm. Con estas dimensiones se procede a verificar su desempeño estructural mediante el análisis por flexión y corte, evaluando los esfuerzos generados por las cargas transmitidas desde las zapatas y las reacciones del suelo.

Seguidamente, se detalla el procedimiento de diseño aplicado para ambos estados resistentes.

- Diseño por cortante

Cortante de diseño: $V_u = 36.73 \text{ ton}$

Cortante resistente: $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 110 * 60 = 43.09 \text{ ton}$

Ya que $\phi V_c > V_u$, no es necesario reforzamiento adicional por cortante; empero, se disponen estribos cada 30 cm para controlar la fisuración.

- Diseño por flexión

Momento último negativo: $M_u = 80.02 \text{ ton.m}$

Acero requerido: $A_s = 19.95 \text{ cm}^2$

Acero negativo colocado: $4\phi 1'' \rightarrow \phi Mn = 81.74 \text{ ton.m}$

Para el refuerzo positivo, se coloca el acero mínimo normativo equivalente a 4 barras $\phi 1''$ en la parte inferior, mientras que en el alma se disponen 6 varillas de $\phi 3/8''$ a lo largo de su longitud.

Esquema final de la zapata conectada y viga de cimentación

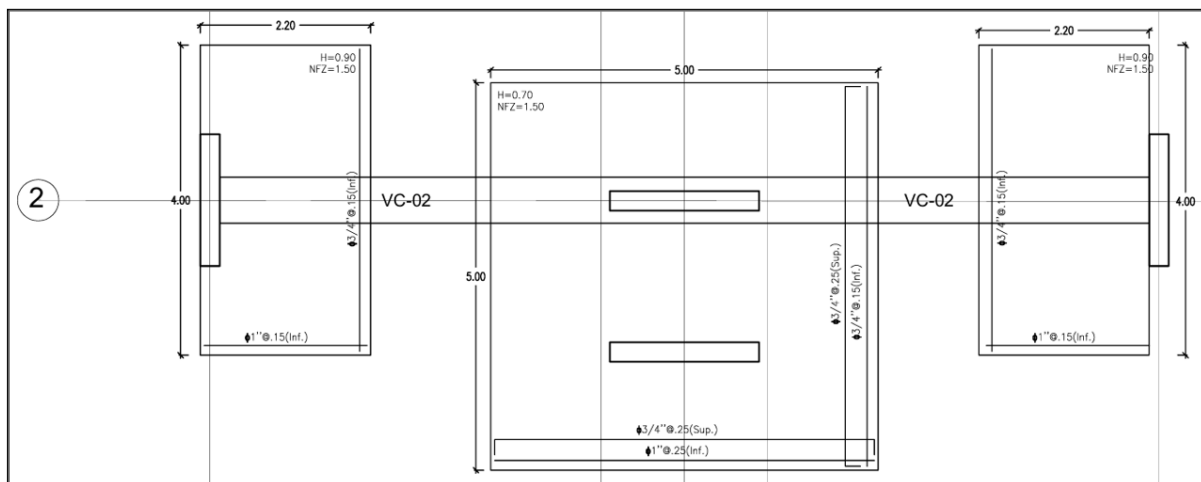


Figura 75 Esquema final en planta de la zapata conectada VC-02.

Nota. Producción propia.

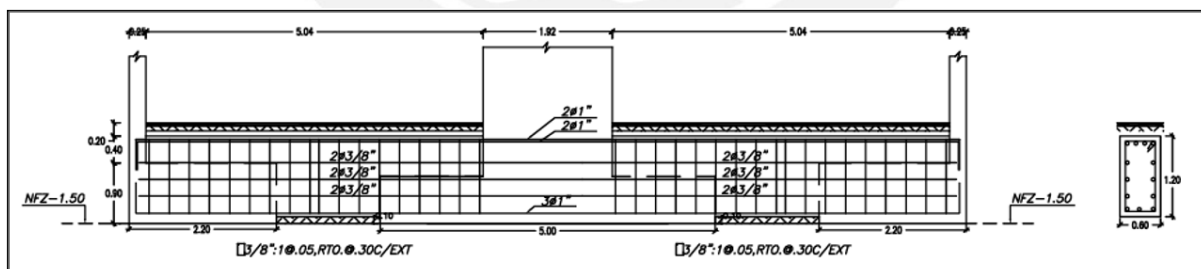


Figura 76 Esquema final en elevación de la zapata conectada VC-02.

Nota. Producción propia.

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

9.1. Ejemplo de diseño de escaleras

Este elemento se modela como una losa maciza unidireccional inclinada, apoyada sobre las placas PL-07 y PL-09. A partir del análisis estructural se determinan los momentos flectores y esfuerzos cortantes actuantes a lo largo del tramo, definiéndose en función de ellos el refuerzo longitudinal y transversal requerido para garantizar su adecuado comportamiento resistente.

Además del diseño estructural, se realizó la verificación geométrica de los peldaños, considerando tanto la altura de contrahuella como la longitud de huella, a fin de cumplir con los criterios arquitectónicos. Asimismo, se verificó que las dimensiones adoptadas se encuentren dentro de los rangos recomendados (contrahuella entre 17 y 18 cm, huella ≥ 28 cm).

Como caso ilustrativo, se presenta el diseño y cálculo del primer tramo.

Características:

- Longitud de paso = 28.00 cm
- Longitud de contrapaso = 17.50 cm
- Espesor de garganta = 20.00 cm
- S/C = 0.2 ton/m²

Metrado

- Tramo inclinado

Carga muerta

Se utiliza la siguiente relación para el cálculo del peso propio:

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

Reemplazando las variables con los datos numéricos correspondientes se calcula lo siguiente:

$$W_{pp} = 2.4 * \left[\frac{0.175}{2} + 0.20 * \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.28} \right)^2} \right] = 0.78 \text{ ton/m}$$

$$W_{piso \text{ terminado}} = 0.10 * 1 = 0.10 \text{ ton/m}$$

Carga viva

$$W_{s/c} = 0.2 * 1 = 0.20 \text{ ton/m}$$

Carga última

$$W_u = 1.4 * (0.1 + 0.78) + 1.7 * 0.20 = 1.57 \text{ ton/m}$$

- Tramo recto

Carga muerta

$$W_{pp} = 2.4 * 0.20 * 1.00 = 0.48 \text{ ton/m}$$

$$W_{piso \text{ terminado}} = 0.10 * 1 = 0.10 \text{ ton/m}$$

Carga viva

$$W_{s/c} = 0.2 * 1 = 0.20 \text{ ton/m}$$

Carga última

$$W_u = 1.4 * (0.1 + 0.48) + 1.7 * 0.20 = 1.15 \text{ ton/m}$$

Se realiza el modelado y análisis estructural haciendo uso del metrado calculado:

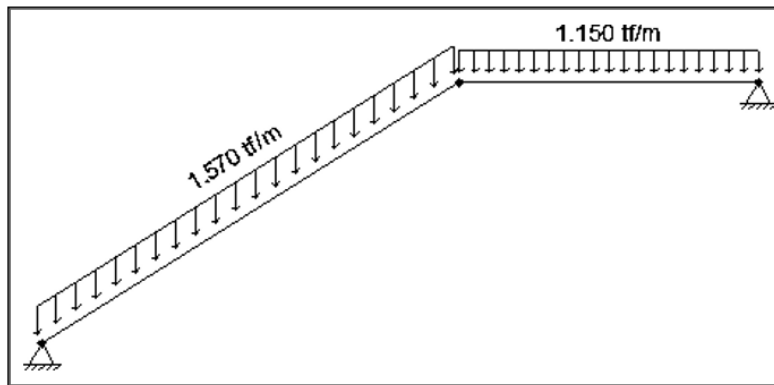


Figura 77 Esquema de carga última distribuida sobre primer tramo de la escalera.

Nota. Producción propia.

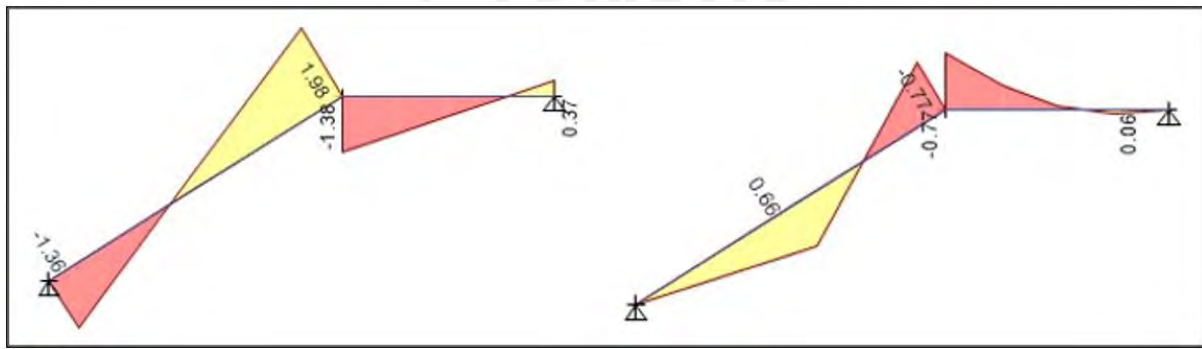


Figura 78 DFC (ton) y DMF (ton.m) del primer tramo de la escalera.

Nota. Extraído del programa ETABS.

Diseño por flexión

Se calcula el acero requerido de acuerdo al momento último:

$$M_u = 0.77 \text{ ton.m} \rightarrow A_s \text{ requerido} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Se calcula el acero mínimo:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * 20 * 100 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ya que el $A_s \text{ requerido} < A_s \text{ mínimo}$, se colocará el acero mínimo. Se calcula el espaciamiento:

$$s = \frac{0.71}{3.60} = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se coloca aceros de $\phi 3/8'' @ 20$ cm.

Diseño por corte

Del análisis estructural se determina una exigencia última de corte de 1.98 ton. Al evaluar la capacidad resistente del concreto frente a este esfuerzo, se obtiene $\phi V_c = 11.10$ ton, lo que evidencia un margen de seguridad considerable. De este modo, la escalera cumple adecuadamente con el diseño a corte.

Esquema final de primer tramo de la escalera

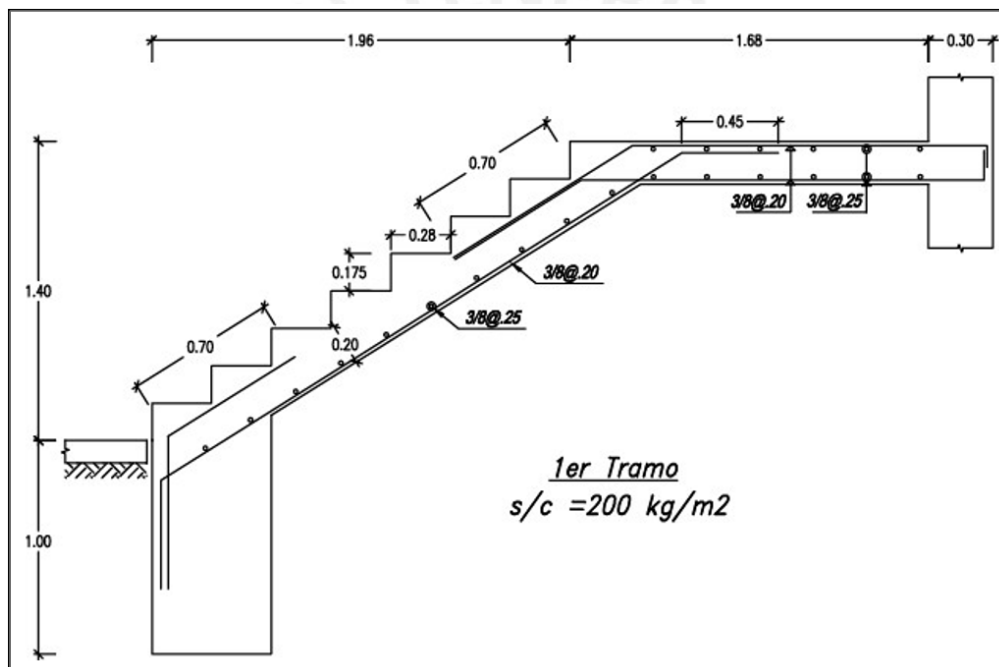


Figura 79 Esquema final del primer tramo de la escalera.

Nota. Producción propia.

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- La estructuración y predimensionamiento se llevó a cabo siguiendo recomendaciones ampliamente utilizadas en la práctica profesional, evaluando diferentes alternativas de disposición de elementos verticales y horizontales. Al mismo tiempo, considerando la regularidad en planta, elevación, priorizando la continuidad estructural y la alineación con los componentes arquitectónicos. La presencia de un garaje en el primer nivel introdujo exigencias adicionales, ya que impone luces mayores y una reducción de elementos verticales, condiciones que incrementan las demandas en vigas y requieren un mayor control de derivas y estabilidad lateral.
- A partir del análisis modal, se obtuvo un período fundamental de 0.607 s en la dirección X y 0.595 s en la dirección Y. Esta diferencia se explica porque, en la dirección X, si bien existe una mayor cantidad de muros estructurales, muchas vigas se modelaron como apoyadas. En cambio, en la dirección Y, la menor presencia de muros se compensa con la presencia de pórticos más rígidos, debido a que las vigas se consideran empotradas.
- El edificio cuenta con un ascensor, por lo tanto, la presencia de placas en su ubicación, podría generar una torsión por la excentricidad entre el centro de rigidez y centro de masa. Por ello, se dispuso de una placa y vigas de 30 cm en el eje 5.
- Los resultados del análisis modal tridimensional y análisis traslacional arrojaron periodos fundamentales similares para cada dirección (Tabla 8), lo cual permite concluir que la estructura no presenta efectos significativos de torsión. Esta conclusión se refuerza con la verificación de irregularidad torsional (Tablas 14 y 15), donde se comprueba que el cociente de desplazamientos relativos de entrepiso es menor a 1.3, tal como exige la Norma E.030.

- Inicialmente, para realizar el análisis sísmico se asumió un sistema estructural de muros portantes, asignando un factor de reducción de la acción sísmica R igual 6. Esta condición fue verificada comprobando que los muros resistían más del 80 % de la fuerza cortante basal (Tabla 10). Además, se evaluó la regularidad de la edificación en el ítem 3.7.2, confirmó que la estructura cumple con los requisitos normativos.
- El proceso de análisis sísmico implica un procedimiento iterativo, en el cual inicialmente se plantean hipótesis sobre el sistema estructural predominante y la regularidad de la edificación. Estas suposiciones deben contrastarse posteriormente con los resultados del modelamiento, ajustando la distribución y las dimensiones de los elementos estructurales hasta alcanzar un comportamiento acorde a lo supuesto. En el presente proyecto, dicho proceso permitió confirmar que la edificación no presenta efectos torsionales significativos u otras irregularidades y que su respuesta global corresponde efectivamente a la de un sistema gobernado por muros estructurales.
- En el caso particular de la viga V11, al estar apoyada sobre las placas PL-07 y PL-04, cuyos espesores no permitían desarrollar anclajes, se generaron momentos positivos elevados que incrementaban la demanda de acero. Por ello, se aumentó su peralte de 55 a 65 cm, incrementando su capacidad resistente y manteniéndose dentro de los límites de cuantía máxima. Un caso similar ocurrió con la viga V8, cuyo peralte se incrementó de 45 a 50 cm por las mismas razones. Una solución alterna habría sido ensanchar dichas placas para permitir el anclaje, pero ello no fue viable debido a restricciones arquitectónicas.
- Se recomienda considerar en detalle el análisis y diseño de los elementos verticales en los niveles superiores, dado que las cargas disminuyen progresivamente con la altura. Esta variación puede generar cambios en la cuantía de acero necesaria. En este

proyecto, se optimizó el diseño de placas cada dos niveles, considerando también que el diseño por capacidad se aplica únicamente hasta una determinada altura.

- Si bien ETABS permite realizar el análisis estructural, sus algoritmos de diseño no son plenamente compatibles con la Norma E.060, ya que emplean modelos constitutivos y diagramas esfuerzo–deformación propios de otras normativas. Por ello, el diseño automático no debe utilizarse como criterio final, siendo imprescindible el conocimiento ingenieril para el ajuste de resultados conforme a los procedimientos normativos peruanos.
- Para el diseño de las zapatas conectadas se consideró una distribución constante de presiones sobre el terreno, con el fin de simplificar la representación del contacto entre la estructura y el suelo. En la zona del ascensor, debido a que las placas generaban zapatas aisladas de gran tamaño y tendían a solaparse, se unificarlas mediante el uso de una zapata combinada.
- La edificación colinda con terrenos vecinos, lo cual obliga el uso de zapatas medianeras para los elementos verticales perimetrales, que generaban excentricidades significativas. Como solución, se diseñaron zapatas conectadas a lo largo de la dirección X, comprobándose que la viga de cimentación permite redistribuir presiones y garantizar un diseño óptimo tanto en dimensiones como en cuantía de refuerzo.
- Se utilizó el software SAFE para el análisis y diseño de cimentaciones, no obstante, es fundamental complementar su aplicación con criterio técnico, a fin de validar la coherencia de los resultados.
- Finalmente, es indispensable que los planos estructurales incluyan detalles y especificaciones precisas, ya que estos garantizan un proceso constructivo adecuado y coherente con lo diseñado. Aspectos como la longitud de anclajes, longitud de traslapes, detalles de uniones, recubrimientos, calidad del concreto y demás consideraciones

constructivas deben ser claramente definidos para evitar interpretaciones erróneas en obra. En el presente proyecto, todos estos detalles se encuentran debidamente desarrollados en el anexo correspondiente.

BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Building Code Requirements for Structural Concrete ACI-318-19, and Comentary ACI318R-19, ACI, Farmington Hills, Michigan, 2019.

BLANCO BLASCO, Antonio. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima.

GUZMÁN MENDIVIL, J. L., y TAVERA, H. (2016). Metodología para la alerta de eventos tsunamigénicos locales a partir del análisis frecuencial de señales sísmicas: Aplicación al borde occidental del Perú. Boletín de la Sociedad Geológica del Perú, 111, 19–23. <https://app.ingemmet.gob.pe/biblioteca/pdf/BSGP-111-19.pdf>

HIGASHI, L (2021). Diapositivas de clase del curso de Concreto Armado 2. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ (2010). Zonificación sísmico-geotécnica para siete distritos de Lima Metropolitana.

MORRISON, Nelson. (1993). Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler. Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

MUÑOZ PELÁEZ, J.A, (2017). Apuntes del curso: Ingeniería Antisísmica. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones, El Peruano, Lima.

SENCICO (2006). Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

SENCICO (2018). Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño sismorresistente. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

SENCICO (2018). Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y cimentaciones. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

SENCICO (2009). Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto armado. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

OTTAZZI PASINO, Gianfranco. (2016). Apuntes del curso: Concreto Armado 1, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.

