

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**Diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos sin sótanos en
Pueblo Libre**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR

Jesús Miguel Callupe Baldeón

ASESOR

Cesar Antonio Huapaya Huapaya

Lima, setiembre, 2020

Resumen

En esta tesis, se desarrolló el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado el cual está ubicado en el distrito de Pueblo Libre. El estudio de mecánica de suelos indicó que la estructura se encontraba cimentada sobre un terreno con una capacidad portante de 4 kg/cm². Por otro lado, el edificio está compuesto por 7 niveles y un total de 28 departamentos. El área techada total es de 2338 m².

Para las losas, se consideró el uso de aligerados de 20 cm de espesor en todas las luces a excepción del paño central, el cual es una loza maciza de 20 cm de espesor. Este cambio de configuración se debe a las aberturas que se presentan a los costados de dicho paño. Para los elementos verticales se consideró 15 muros y 14 columnas.

El análisis espectral se realizó con el software ETABS. Para ello, se realizó un modelo tridimensional de la edificación, se añadieron las cargas y se definió el espectro de diseño. Los resultados de este análisis arrojaron que la estructuración dada cumplía con las exigencias de la norma E.030 Diseño sismorresistente. Además, se verificó que la edificación no posee irregularidades. Para el análisis por cargas de gravedad de elementos horizontales, se utilizó el software SAP2000. Se modelaron dichos elementos y se les añadieron las cargas calculadas en base a la norma E.020 Cargas. Para el caso de las vigas, se consideró que las columnas se encontraban empotradas en sus extremos lejanos de ambos entrepisos.

Finalmente, se diseñaron los distintos elementos estructurales en base a las solicitaciones obtenidas en los dos análisis mencionados anteriormente. Para ello, se utilizó el método de diseño por resistencia. Este proceso, se realizó en base a las consideraciones de la norma E.060 Concreto Armado.

Índice general

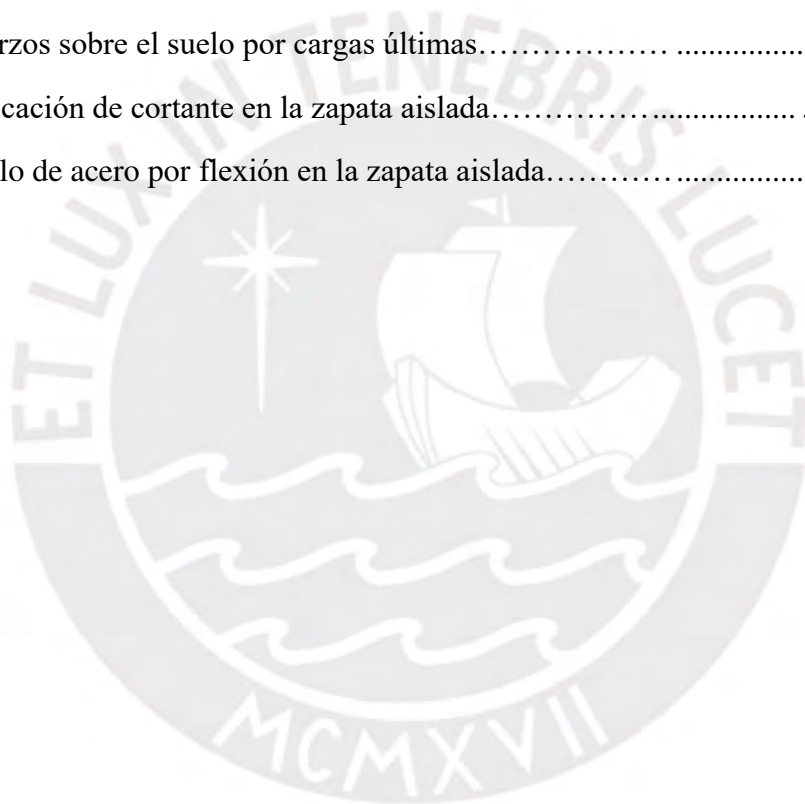
1. Introducción.....	1
2. Arquitectura y características Del Proyecto.....	2
2.1.Arquitectura	2
2.2.Características del Proyecto.....	4
3. Estructuración.....	6
3.1.Criterios de estructuración.....	6
3.2.Estructuración en planta y altura.....	7
4. Predimensionamiento de elementos estructurales.....	11
4.1.Losas aligeradas.....	11
4.2.Losas macizas.....	11
4.3.Vigas peraltadas.....	12
4.4.Columnas.....	13
4.5.Placas.....	13
4.6.Escaleras.....	14
5. Análisis sísmico.....	15
5.1.Parámetros sísmicos.....	15
5.2.Análisis traslacional puro.....	20
5.3.Análisis dinámico.....	28
5.4.Resultados del análisis dinámico.....	37
6. Análisis por carga vertical.....	47
6.1. Análisis de losas.....	47
6.2. Análisis de losa maciza.....	52
6.3. Análisis de vigas.....	54
6.4. Análisis de columnas.....	57
6.5. Análisis de muros.....	60
6.6. Análisis de escaleras.....	63
7. Diseño de elementos	66
7.1.Diseño de losa aligerada.....	67
7.2.Diseño de losas macizas.....	73
7.3.Diseño de vigas.....	76
7.4.Diseño de columnas.....	84
7.5. Diseño de muros.....	92
7.6. Diseño de escaleras.....	99
7.7. Diseño de cimentaciones.....	100
8. Conclusiones y comentarios.....	109
9. Bibliografía	111

Índice de tablas

Tabla 2.1 Resultados del estudio de mecánica de suelos.....	5
Tabla 5.1 Factor de Suelo (Norma E.030).....	17
Tabla 5.2 Periodos T_p y T_I (Norma E.030).....	17
Tabla 5.3 Sistemas estructurales (Norma E.030).....	19
Tabla 5.4 Cálculo del periodo para el análisis traslacional.....	21
Tabla 5.5 Cálculo de la cortante para el análisis traslacional.....	21
Tabla 5.6 Distribución de fuerzas estáticas para el análisis traslacional.....	22
Tabla 5.7 Derivas en la dirección X por el análisis traslacional.....	24
Tabla 5.8 Cortante en los muros 5 y 11 debido al análisis traslacional.....	25
Tabla 5.9 Derivas en la dirección Y por el análisis traslacional.....	26
Tabla 5.10 Cortante en los muros 1,2,12y 13 debido al análisis traslacional.....	27
Tabla 5.11 Metrado del peso sísmico obtenido de forma manual.....	30
Tabla 5.12 Metrado del peso sísmico obtenido del ETABS.....	31
Tabla 5.13 Comparación de los pesos sísmicos.....	31
Tabla 5.14 Excentricidad natural de la edificación.....	32
Tabla 5.15 Excentricidad accidental de la edificación.....	33
Tabla 5.16 Parámetros sísmicos.....	34
Tabla 5.17 Espectro de Diseño.....	34
Tabla 5.18 Periodos de la edificación obtenidas con el ETABS.....	36
Tabla 5.19 Cortante basal estática.....	36
Tabla 5.20 Modos y masa participativa.....	37
Tabla 5.21 Verificación de derivas en la dirección X.....	39
Tabla 5.22 Verificación de derivas en la dirección Y.....	39
Tabla 5.23 Verificación de irregularidad torsional en X.....	40
Tabla 5.24 Verificación de irregularidad torsional en Y.....	41
Tabla 5.25 Cortante en los muros.....	41

Tabla 5.26 Factores de escalamientos sísmico.....	42
Tabla 5.27 Solicitaciones sísmica en la Columna 15 por el sismo X.....	44
Tabla 5.28 Solicitaciones sísmica en la Columna 15 por el sismo Y.....	45
Tabla 5.29 Solicitaciones sísmicas en el muro 5.....	46
Tabla 6.1 Comparación de momentos con y sin alternancia.....	51
Tabla 6.2 Carga axial en la columna 11.....	59
Tabla 6.3 Momentos y cortantes en la columna 15 por carga muerta.....	59
Tabla 6.4 Momentos y cortantes en la columna 11 por carga viva.....	60
Tabla 6.5 Carga axial en el muro 5.....	61
Tabla 6.6 Momentos y cortantes en el muro 5 por carga muerta.....	62
Tabla 6.7 Momentos y cortantes en el muro 5 por carga viva.....	62
Tabla 6.8 Comparación de momentos en servicio por cargas sísmicas y de gravedad	63
Tabla 7.1 Cálculo de acero longitudinal en la vigueta.....	71
Tabla 7.2 Longitudes de desarrollo de varillas de acero.....	71
Tabla 7.3 Cálculo de acero para la losa maciza dirección Y.....	74
Tabla 7.4 Cálculo de acero para la losa maciza dirección X.....	75
Tabla 7.5 Momentos en servicio de la viga V-12.....	77
Tabla 7.6 Momentos últimos de la viga V-12.....	77
Tabla 7.7 Cálculo de acero para la viga V-12.....	78
Tabla 7.8 Verificación de momentos en la viga V-12.....	79
Tabla 7.9 Momentos por sismo en todos los niveles de la V-12.....	80
Tabla 7.10 Cortantes en servicio de la viga V-12.....	82
Tabla 7.11 Cortantes últimas la viga V-12.....	83
Tabla 7.12 Momentos nominales en la viga V-12.....	83
Tabla 7.13 Cortante por capacidad de la viga V-12.....	83
Tabla 7.14 Cortantes última de diseño en la viga V-12.....	83
Tabla 7.15 Cálculo de refuerzo vertical en la viga V-12.....	84

Tabla 7.16 Cargas últimas en la columna 15.....	86
Tabla 7.17 Diseño por cortante de la columna 15 dirección 2.....	91
Tabla 7.18 Diseño por cortante de la columna 15 dirección 3.....	91
Tabla 7.19 Cargas últimas del muro 5.....	93
Tabla 7.20 Cálculo de acero de la escalera.....	99
Tabla 7.21 Cargas en servicio en la zapata aislada.....	102
Tabla 7.22 Combinaciones de carga en servicio.....	102
Tabla 7.23 Esfuerzos sobre el suelo por cargas en servicio.....	104
Tabla 7.24 Esfuerzos sobre el suelo por cargas últimas.....	105
Tabla 7.25 Verificación de cortante en la zapata aislada.....	106
Tabla 7.26 Calculo de acero por flexión en la zapata aislada.....	108



Índice de figuras

Figura 2.1 Elevación frontal del edificio	2
Figura 2.2. Planta del primer piso.....	3
Figura 2.3. Planta típica.....	4
Figura 5.1 Zonas sísmicas del Perú (Norma E.030).....	16
Figura 5.2 Modelo bidimensional en la dirección X.....	23
Figura 5.3 Modelo bidimensional en la dirección X deformada.....	23
Figura 5.4 Modelo bidimensional en la dirección Y.....	26
Figura 5.5 Modelo bidimensional en la dirección Y deformada.....	26
Figura 5.6 Modelo tridimensional en ETABS.....	29
Figura 5.7 Espectro de Diseño.....	35
Figura 5.8 Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la viga V-12.....	44
Figura 5.9 Fuerza cortante en el muro 5 debido a sismo X.....	46
Figura 6.1 Vigüeta a analizar.....	48
Figura 6.2 Casos de alternancia de carga viva.....	50
Figura 6.3 Carga muerta en servicio.....	50
Figura 6.4 Resultados del análisis estructural	51
Figura 6.5 Momentos flectores en la losa maciza.....	52
Figura 6.6 Solicitaciones por cargas de gravedad en la losa maciza.....	53
Figura 6.7 Viga 12 vista en planta	55
Figura 6.8 Análisis de la viga 12 por carga muerta.....	56
Figura 6.9 Análisis de la viga 12 por carga viva.....	57
Figura 6.10 Área tributaria de la columna 15.....	58
Figura 6.11 Área tributaria del muro 5.....	61
Figura 6.12 Arreglo de la escalera.....	63
Figura 6.13 Modelo de la escalera para el análisis estructural.....	64
Figura 6.14 Análisis de la escalera por cargas de gravedad.....	65

Figura 7.1 Vigüeta típica de losa aligerada.....	67
Figura 7.2 Estado límite de una vigüeta en flexión positiva.....	68
Figura 7.3 Diseño de aligerado.....	73
Figura 7.4 Diseño de losa maciza.....	75
Figura 7.5 Diseño por flexión de la viga V-12.....	80
Figura 7.6 Diseño final de la viga V-12.....	84
Figura 7.7 Acero longitudinal de la columna 15.....	86
Figura 7.8 Diagrama de interacción en la dirección 2 de la columna 15.....	87
Figura 7.9 Diagramas de interacción de la columna 15	88
Figura 7.10 Esquema para obtener el Mn del diagrama de interacción.....	90
Figura 7.11 Diseño de la columna 15.....	92
Figura 7.12 Refuerzo longitudinal del muro 5.....	94
Figura 7.13 Diagrama de interacción del muro 5.....	95
Figura 7.14 Diseño del muro 5.....	98
Figura 7.15 Diseño de la escalera.....	100
Figura 7.16 Configuración de la cimentación.....	101
Figura 7.17 Configuración de la cimentación en la zona del pit del ascensor.....	101
Figura 7.18 Envólvente de presiones en el suelo	104
Figura 7.19 Fuerzas cortantes en la cimentación en la dirección Y.....	107
Figura 7.20 Fuerzas cortantes en la cimentación en la dirección X.....	107
Figura 7.21 Diseño de la zapata aislada.....	108

1. Introducción

Una de las especialidades de la Ingeniería Civil es la ingeniería estructural, la cual tiene como finalidad conseguir estructuras seguras. En esta tesis se desarrolla un proyecto de dicha especialidad: el diseño estructural de una edificación. En específico, la tesis resolvió el diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado de 7 pisos en el distrito de Pueblo Libre en Lima.

Debido a que la edificación se encuentra en territorio peruano, tanto el diseño como el análisis estructural se realizaron cumpliendo los parámetros y especificaciones expuestos en el Reglamento Nacional de Edificaciones. En particular, se usaron la Norma de Carga E.020, la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, la Norma de Suelos y Cimentaciones E.050 y la Norma de Concreto Armado E.060. Todos estos vigentes al 2020, año en el cual se culminó esta tesis. Además, como establecen estas normas, se utilizó el Método de Diseño por Resistencia, el cual consiste en amplificar las solicitaciones y reducir las resistencias nominales.

En el siguiente capítulo, se mostrarán la información general del proyecto y las características del edificio. En el tercer capítulo, se desarrollará la estructuración tanto en planta como en altura en base a criterios y recomendaciones de autores reconocidos. El cuarto capítulo abarcará el predimensionamiento de los distintos elementos estructurales; es decir, se establecerán medidas iniciales para los elementos. En el quinto y sexto capítulo se desarrollarán el análisis estructural tanto por cargas de sismo como por cargas de gravedad. En el siguiente capítulo se mostrarán las formas de cálculo y resultados del diseño de los elementos estructurales. Por último, en el octavo capítulo, se presentarán los comentarios y conclusiones.

2. Arquitectura y características generales

2.1. Arquitectura

El proyecto consiste en una edificación de siete pisos sin sótano destinada a vivienda multifamiliar. Posee cuatro departamentos por piso, los cuales, en promedio, tienen un área techada de 75 m². Al estar ubicada dentro de un conjunto residencial, el edificio presenta dos caras por las cuales es posible ingresar a la misma, mientras que las otras dos caras están constituidas por muros los cuales colindan con otras edificaciones. No cuenta con tanque elevado ya que se instalará un sistema hidroneumático el cual mantendrá la presión requerida en todos los puntos de salida de agua. Por otro lado, en la azotea está ubicado únicamente el cuarto de máquinas del ascensor. En la figura 2.1 se presenta la elevación frontal de la edificación.

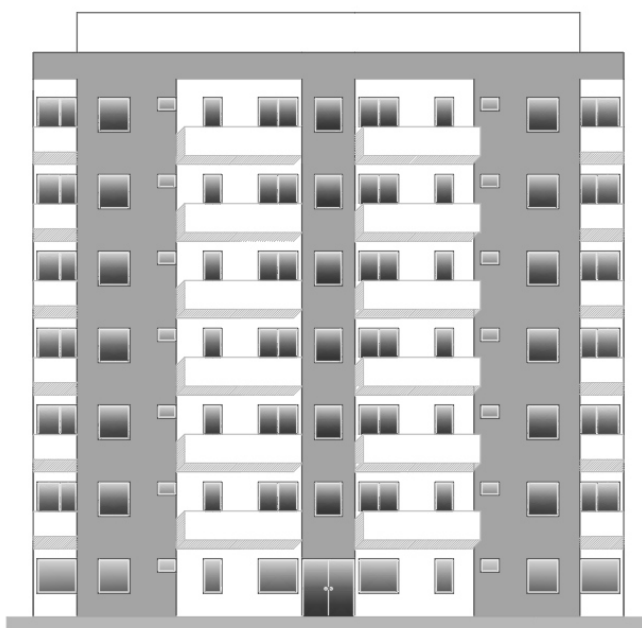


Figura 2.1 Elevación frontal del edificio

Como se mencionó, cada nivel está conformado por cuatro departamentos, de los cuales todos poseen una sala, una cocina, dos baños y dos dormitorios. Además, cada departamento a partir del segundo piso cuenta con un balcón en la sala. Los volados para estos balcones son de 90 cm; es

decir, son volados cortos. En la figura 2.2. se muestra la distribución de las habitaciones en la planta del primer piso.

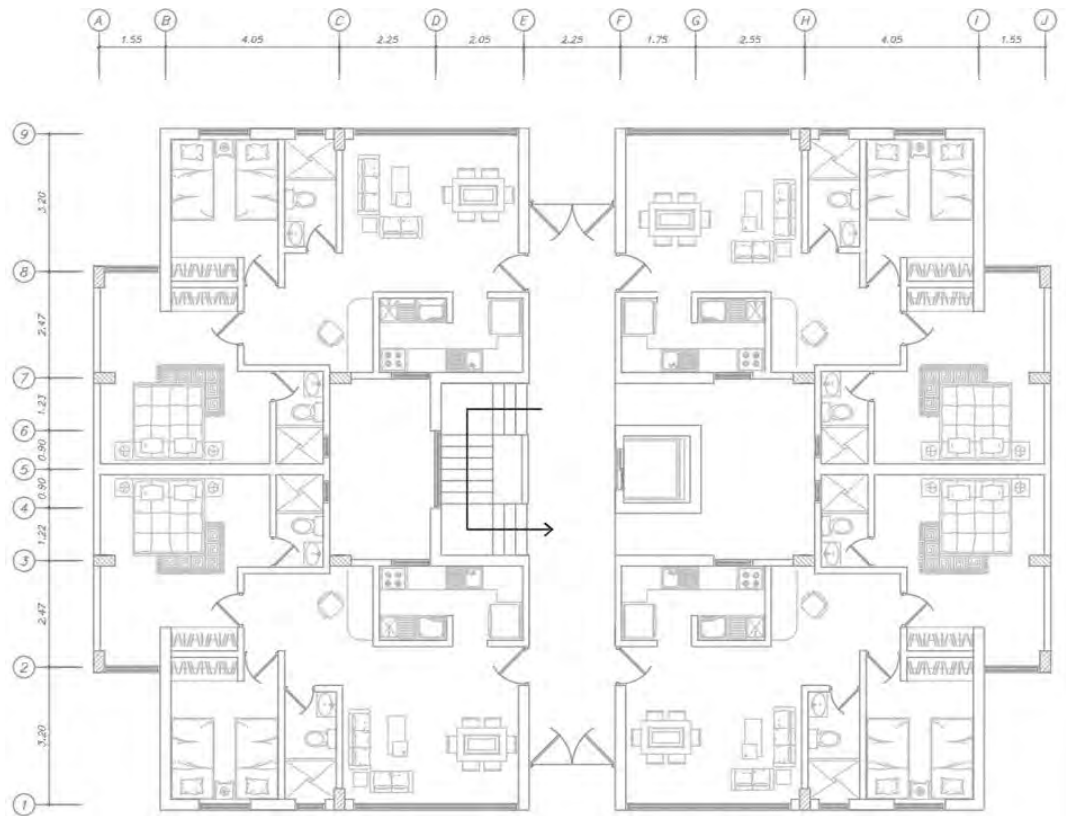


Figura 2.2. Planta del primer piso

Para la circulación vertical, el edificio cuenta con una escalera y un ascensor, los cuales están ubicados en la parte central de la planta. Además, la mayoría de las habitaciones son divididas por muros delgados de 15 cm, los cuales serán tabiquería de ladrillo.

En general, como se aprecia en la figura 2.3. la edificación posee una gran simetría en planta en ambas direcciones. Además, la ubicación de la escalera, el ascensor y área libre favorecen a dicha simetría.

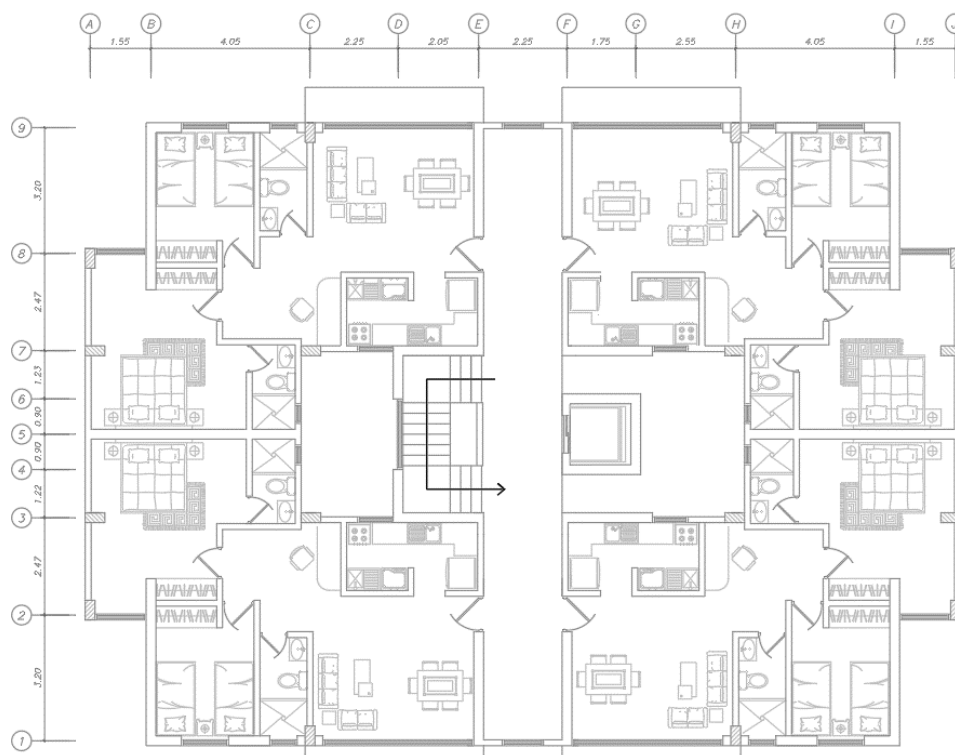


Figura 2.3. Planta típica

2.2. Características del proyecto

El edificio estará ubicado en el distrito de Pueblo Libre, en la ciudad de Lima. Debido a la arquitectura y a al peligro sísmico de la ciudad, se utilizará el sistema estructural de muros de concreto armado. Por otro lado, la tabiquería estará aislada de los elementos estructurales; por lo tanto, no se considerará su aporte de rigidez lateral a la edificación. Además, debido a que el edificio se encuentra dentro de una residencia y está rodeado de estacionamientos a nivel de superficie, no es necesario contar con sótanos. En el capítulo de Análisis Dinámico se definirán los parámetros del peligro sísmico.

Por otro lado, el estudio de mecánica de suelos arrojó que el suelo del sitio posee una capacidad portante de 4 kg/cm^2 a una profundidad de 1.2 m. Además, el perfil del suelo es de un tipo S2:

grava arenosa medianamente densa (suelo intermedio). En la tabla 2.1 se presentan los datos del estudio de mecánica de suelos.

Tabla 2.1 Resultados del estudio de mecánica de suelos

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
Tipo de estrato	Grava arenosa medianamente densa
Capacidad admisible del suelo	4 kg/cm ²
Profundidad de cimentación (Df)	1.20 m desde el nivel de terreno natural
Ángulo de fricción	37°
Peso volumétrico del suelo	1.90 g/cm ³
Coefficiente de Balasto	8000 ton/m ³



3. Estructuración

La estructuración consiste en dotar de los distintos elementos estructurales a la edificación para que esta pueda soportar tanto las cargas sísmicas como las de gravedad. Es decir, se organizan dichos elementos en planta y altura para que el edificio pueda garantizar la seguridad y funcionalidad durante su vida útil. Una correcta estructuración asegura que las cargas se transmitan adecuadamente hasta el suelo. Por otro lado, la organización de estos elementos estructurales debe ir acorde a la arquitectura. Es decir, se debe de evitar en lo posible realizar modificaciones arquitectónicas.

3.1. Criterios de estructuración

Para lograr una correcta estructuración, existen diversos criterios. A continuación, se mostrarán algunos criterios propuestos por el ingeniero Antonio Blanco.

- Simplicidad y simetría: Las estructuras simples tienen un mejor y más predecible comportamiento. Además, la simetría reduce los efectos torsionales.
- Uniformidad y continuidad: Se debe de evitar cambios bruscos de rigidez tanto en planta como en altura. Esto evitará a que haya concentraciones y variaciones repentinas de esfuerzos
- Rigidez lateral: Es necesario proveer de elementos estructurales que aporten rigidez lateral a la edificación para no tener deformaciones importantes. Los muros son los elementos que más rigidez proporcionan.
- Losas que permitan considerar a la estructura como una unidad: Se debe evitar losas con grandes aberturas que debiliten la rigidez de estas. Es decir, se deben de tener losas que

puedan distribuir las fuerzas horizontales a las placas y columnas de forma proporcional a su rigidez.

3.2. Estructuración en planta y altura.

La arquitectura presenta una gran cantidad de muros. Además, se observa que las luces de las habitaciones son cortas, por lo que se podría utilizar el sistema estructural de muros delgados también conocidos como muros de ductilidad limitada. Sin embargo, se estructurará la edificación con muros y columnas. Además, debido a que la planta del primer piso y de los pisos superiores son muy similares. Dichos elementos estructurales poseerán continuidad en toda la altura de la edificación. A continuación, se explicará la estructuración de cada uno de los elementos.

a) Muros estructurales.

Uno de los criterios de estructuración mencionaba que es necesario dotar de rigidez lateral a la edificación. Para lograr ello, es necesario colocar placas en ambas direcciones ya que estos elementos son los principales encargados de resistir la fuerza horizontal y dar rigidez a la estructura. Se busca dar rigidez ya que de esta forma los desplazamientos y derivas disminuyen. Además, uno de los parámetros que controlan los códigos sismorresistentes es justamente la deriva, ya que estos son los principales causantes de daños.

En los planos de arquitectura, se observa que la edificación posee simetría en ambas direcciones. Esto es favorable ya que evita grandes excentricidades los cuales provocan efectos torsionales difíciles de evaluar y muy destructivos.

Entonces, en la dirección X, específicamente en el eje 5, se optará por colocar 2 muros de 5.85 m de longitud ya que la arquitectura nos lo permite. Además, también se aprovecharán las cajas

de la escalera y el ascensor. Estas últimas, por la arquitectura, tendrán una longitud promedio de 2.15 m.

En cuanto a la dirección Y, se repartirán los muros en los ejes B, E, F e I. Estos elementos tendrán una longitud promedio de 2.90 m. Asimismo, se aprovecharán las cajas de la escalera y del ascensor.

En el siguiente capítulo se determinarán los espesores de estos elementos; sin embargo, desde ahora podemos inferir que será necesario aumentar el espesor de algunos muros, ya que los 15 cm que solicita la arquitectura no serán suficientes para dotar de rigidez lateral necesaria.

b) Columnas

Si bien en esta edificación predominan los muros, es necesario colocar columnas para, principalmente, soportar a las vigas y también para aportar rigidez lateral. Esta última en menor escala. Entonces, se colocarán columnas en los bordes y esquinas. En resumen, se colocarán 4 columnas en los ejes A, C, H y J. Es decir, en total se colocarán 16 columnas.

Las columnas se encargan de soportar a las vigas, las cuales cargan a las losas. Por lo tanto, indirectamente, cada columna carga un área tributaria de losa. De esta manera, las columnas cumplirían una de sus funciones principales: llevar las cargas hacia las cimentaciones.

c) Vigas

Es necesario conectar los elementos verticales mediante vigas para mejorar el comportamiento y rigidez de la estructura, y para poder llevar las cargas hacia las columnas y muros. Lo ideal es que un elemento vertical se encuentre conectada por cuatro vigas en sus cuatro caras. Por ello, se colocarán vigas peraltadas en las 2 direcciones. Sin embargo, se debe de buscar no

dañar la arquitectura. Es decir, no se colocarán vigas peraltadas que crucen ambientes. Sino, se buscará que estas vigas se oculten en los muros.

Por lo general, se recomienda que las vigas se prolonguen a lo largo de los ejes formando pórticos. Sin embargo, la forma de la planta y la arquitectura de esta edificación no permiten ello en todos los ejes. En la figura 3.1. se observa que en los ejes B e I, los muros no se encuentran conectadas por vigas. Además, todas las vigas están apoyadas en placas y columnas. Es decir, no existe viga peraltada alguna que se encuentre apoyada sobre otra viga.

d) Vigas chatas

Las vigas chatas son vigas que poseen un peralte de la misma dimensión que las losas. Esto hace que no perjudiquen a la arquitectura, como lo podrían hacer las vigas peraltadas. Este tipo de elementos se suelen utilizar para soportar a las tabiquerías. Cuando se tiene losas aligeradas y el tabique se encuentra paralelo a las nervaduras, es muy probable que dicha losa no tenga la resistencia suficiente a corte para resistir todo el peso del tabique. Por ello, es necesario colocar debajo de ella una viga chata.

En esta edificación, se observa que los muros de las cocinas son tabiques con una orientación paralela al eje X. Por ello, se colocarán vigas chatas bajo ellos.

e) Losas

La función principal de las losas es soportar las cargas y transmitir las a las vigas. Por lo general, se suelen utilizar losas aligeradas ya que son más económicas que las macizas. Al momento de realizar el análisis sísmico, se asumirá que las losas se comportarán como un diafragma rígido. Esto es una simplificación que la norma de diseño sismorresistente E.030 permite. A continuación, se explicará cómo se estructurarán las losas para este proyecto.

Se colocarán losas aligeradas en todos los paños excepto en el paño comprendido entre la escalera y el ascensor. En este caso, se colocará una losa maciza debido a las grandes aberturas contiguas a este. Como se mencionó anteriormente, un criterio de estructuración consiste en dotar de losas rígidas capaces de transmitir las fuerzas horizontales. Por ello, en este paño central será necesaria una losa maciza. Además, todas losas aligeradas estarán en dirección de su luz más corta, ya que de esta forma se presentarán menores momentos en las viguetas.



4. Predimensionamiento de elementos estructurales

El predimensionamiento consiste en darle dimensiones a los distintos elementos estructurales mediante cálculos simplificados. Por ello, estas medidas pueden variar luego de realizar un análisis más preciso. A continuación, se explicará el predimensionamiento de los distintos elementos de la edificación.

4.1. Losas aligeradas

Para sobrecargas entre 200 y 350 kg/m², el peralte de las losas aligeradas puede predimensionarse considerando los siguientes criterios.

H= 17 cm para luces menores a 4 metros

H= 20 cm para luces comprendidas entre 4 y 5.5 metros

H= 25 cm para luces comprendidas entre 5.5 y 6.5 metros

H= 30 cm para luces comprendidas entre 6 y 7.5 metros

Como se mencionó en el capítulo anterior, todas las losas aligeradas tendrán viguetas orientadas en la dirección X. En dicha dirección, observamos que el paño de mayor dimensión presenta una luz de 5.30m. Por ello, se colocarán losas aligeradas de 20 cm de peralte en todos los paños.

4.2. Losas macizas

El peralte de las losas macizas puede ser pre dimensionadas con los siguientes criterios.

Losas en 2 direcciones: $H=L/40$ o $\Sigma L/180$

Losas en 1 dirección: $H=L/30$

En la estructuración se determinó que habría una sola losa maciza entre la escalera y el ascensor, el cual tiene 2 metros de ancho y 4 metros de largo. En este caso, debido a que la relación del largo entre el ancho es de 2, podemos suponer que la losa trabajará en una dirección.

Entonces, si seguimos las reglas mencionadas anteriormente, el espesor de la losa sería de 13 cm. Sin embargo, como se mencionó en la etapa de estructuración, es necesario rigidizar esta losa ya que existen 2 aberturas contiguas a este los cuales quitan rigidez a esta zona. Además, es necesario que todas las secciones de los techos posean suficiente rigidez para que se comporten como diafragmas rígidos. Por todo ello, se decidió que el peralte de esta losa sea de 20 cm.

4.3. Vigas peraltadas

Este tipo de vigas se predimensionan considerando un peralte igual a la décima o doceava parte de la luz libre. Mientras que el ancho puede variar entre 0.3 y 0.5 veces el peralte. Sin embargo, la norma E.060 Concreto Armado establece que el ancho mínimo de las vigas sismorresistentes es de 25 cm.

En el caso del edificio a diseñar, en la dirección X, la luz más grande es de 5 metros. Entonces el peralte podría variar entre 40 y 50 cm. Conservadoramente, en esta dirección se escogerá un peralte de 50 cm. Además, para facilitar el proceso constructivo y mejorar la estética, todas las vigas en esta dirección poseerán el mismo peralte. Además, el ancho será de 25 cm: el mínimo estipulado en la norma.

En la dirección Y, la luz más grande es de 5.20 metros, así que el peralte según las formulas anteriores estaría entre 45 y 55 cm. Para uniformizar las vigas, para esta dirección también se tomará un peralte de 50 cm. El ancho en este caso también será de 25 cm. De igual forma que en la dirección X, este peralte y ancho se les asignarán a todas las vigas en la dirección Y.

4.4. Columnas

En este edificio se cuentan con 16 columnas. Para su predimensionamiento, se buscará que el esfuerzo a compresión en servicio sea de $0.45f'c$. Para ello, asumiremos que la carga de un metro cuadrado de área techada es de 1 tonelada.

La columna más cargada posee un área tributaria de 15 m^2 . A continuación, se calculará la carga en compresión a la que estaría sometido.

$$P \text{ total} = \text{Área tributaria} \times 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times \text{Número de Pisos}$$

$$P \text{ total} = 15 \text{ m}^2 \times 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 7 = 105 \text{ ton}$$

Ahora, calcularemos el área necesaria para que el esfuerzo en la columna sea de $0.45 f'c$.

$$A = \frac{P \text{ total}}{0.45 f'c}$$

$$A = \frac{105000 \text{ kg}}{0.45 \times 210} \approx 1100 \text{ cm}^2 \approx 25 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

Además, buscaremos que el ancho de la columna coincida con el ancho de la viga. Es decir, el ancho de la columna será de 25 cm. Entonces, la otra dimensión será de 50cm. Conservadoramente, dicha dimensión se la daremos a todas las columnas.

4.5. Placas

El predimensionamiento de las placas se realizará en base a un análisis traslacional, el cual se verá en el próximo capítulo.

4.6. Escaleras

Como se ve en la arquitectura, la escalera de esta edificación posee 3 tramos. El tramo central posee la mayor longitud de luz con 4 metros. La garganta de la escalera se predimensiona dividiendo la luz libre total entre 25. En este caso, al desarrollar ese ejercicio obtenemos que la garganta debe de tener un espesor de 16 cm. Debido a que el proyecto está destinada a vivienda multifamiliar y no a algún otro tipo que solicite cargas vivas mayores, se escogerá un ancho de garganta de 15 cm.



5. Análisis sísmico

El análisis sísmico consiste en obtener de manera aproximada las solicitaciones y deformaciones que se presentarán en el edificio durante un sismo determinado en base a los parámetros de la norma E.030.

Tal como lo indica la norma mencionada en el párrafo anterior, la filosofía del diseño sismo resistente consiste en evitar pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar el daño en la propiedad. Sin embargo, si se deseara dar protección total a la edificación frente a sismos de magnitudes elevadas, el costo de la estructura sería elevada. Ello causaría que los proyectos no sean económicamente factibles. Es por ello que la norma acepta daños importantes en la estructura para sismos severos y poco probables.

Para este proyecto, se realizará un análisis estático traslacional puro y un análisis dinámico. El primero servirá para estimar las longitudes y espesores necesarios de los muros para cumplir con la deriva máxima permitida por la norma E.030. Por otro lado, el análisis dinámico nos proporcionará las solicitaciones sísmicas para cada elemento de la edificación, así como otras características y parámetros necesarios para poder desarrollar el diseño estructural.

5.1. Parámetros sísmicos

Como se mencionó, en la edificación se realizarán 2 tipos de análisis sísmicos: uno estático y otro dinámico. En ambos casos, la norma peruana de diseño sismorresistente establece 5 variables para poder estimar las fuerzas y acción sísmica. A continuación, se desarrollará y determinará el valor de dichas variables para este proyecto.

5.1.1. Factor de zona (Z)

Este factor estima la aceleración máxima en el suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (Norma E.030). Dicho factor depende de la ubicación geográfica del proyecto. A continuación, se mostrará el mapa del Perú con las 4 zonas sísmicas.

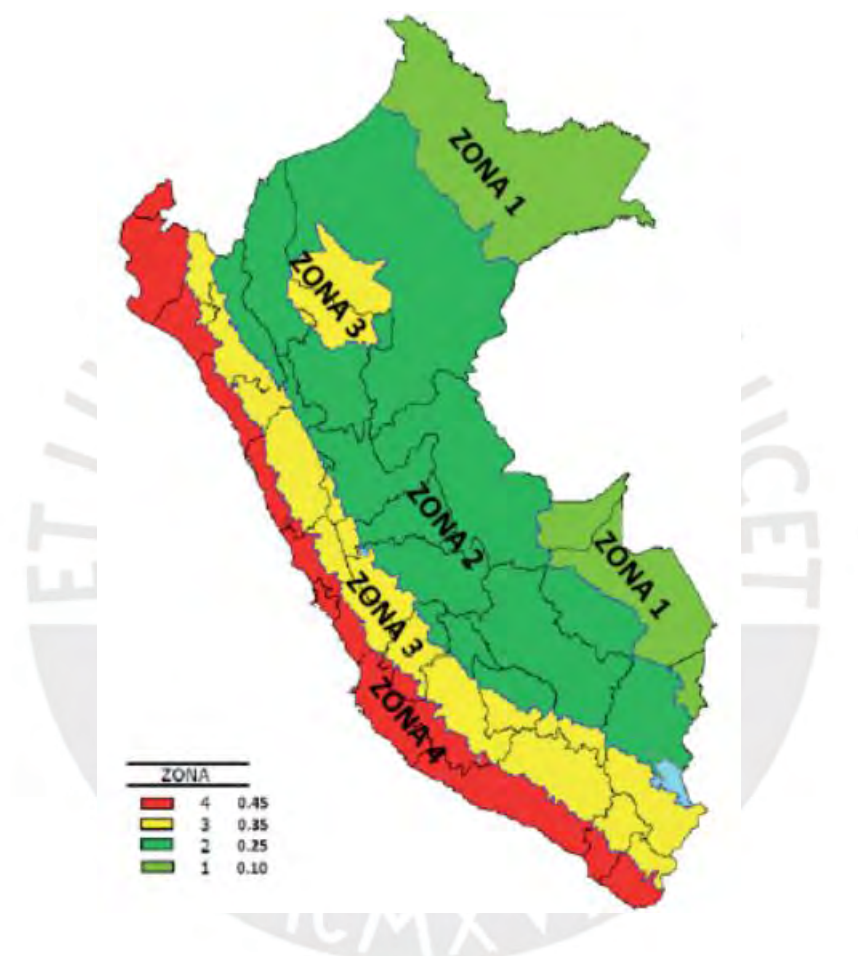


Figura 5.1 Zonas sísmicas del Perú (Norma E.030)

Debido a que la edificación se encuentra ubicado en Lima, el factor Z será de 0.45.

5.1.2. Factor de suelo (S)

El factor de suelo transporta la aceleración en la roca a la base de la edificación. Es decir, al multiplicar el factor S por el factor Z obtendremos la aceleración máxima en la base de la

edificación con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Este valor depende de la zonificación. A continuación, se muestra la tabla para el cálculo del valor de esta variable.

Tabla 5.1 Factor de Suelo (Norma E.030)

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

El estudio de mecánica de suelos indica que el perfil del suelo es un S2. Por ello, podemos establecer el valor del factor S a 1.05.

Adicional a ello, existen 2 parámetros que dependen del suelo: Tp y Tl. Estos valores definen los periodos en los cuales el espectro sísmico sufre una variación en su formulación. A continuación, se muestra la tabla para el cálculo de estos valores.

Tabla 5.2 Periodos Tp y Tl (Norma E.030)

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _l "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _l (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Entonces Tp tomará el valor de 0.6, mientras que Tl, 2.

5.1.3. Factor de uso (U)

El factor de uso establece la importancia de la edificación según su uso. La norma busca que las estructuras destinadas a edificaciones esenciales tales como establecimientos de salud, aeropuertos, estaciones de bomberos se diseñen para mayores fuerzas o aceleraciones sísmicas. Para la obtención de este factor, la norma establece una tabla en el cual a cada tipo

de edificación le corresponde un valor para esta variable. En el caso del proyecto en estudio, el valor del factor de uso será de uno ya que el edificio es de tipo común.

5.1.4. Factor de amplificación sísmica (C)

El factor C establece la amplificación que sufrirá la aceleración en la base de la edificación debido a la propia estructura. Este valor dependerá de los valores de sitio T_p y T_l calculados anteriormente. A continuación, se muestran las fórmulas para obtener su valor.

$$T < T_p, C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l, C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_l, C = 2.5 * \frac{T_p * T_l}{T^2}$$

Como se observa, el factor C depende del periodo natural de la edificación. Por ello, este factor se calculará posteriormente.

5.1.5. Coeficiente básico de reducción (R_o)

El factor R reduce la aceleración en la estructura con la finalidad de aprovechar su capacidad para disipar energía al incursionar en el rango inelástico. Esto ayuda también a obtener edificaciones con elementos estructurales menos robusto, por ende, más económicos. A continuación, se muestra el cuadro para establecer el valor de este factor.

Tabla 5.3 Sistemas estructurales (Norma E.030)

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

Debido a la longitud total de los muros en ambas direcciones, se estima que el sistema estructural será de muros estructurales. Es decir, el valor de R_o sería de 6. Sin embargo, ello se corroborará al realizar el análisis dinámico.

Para obtener el coeficiente de reducción R , la norma establece que al valor del coeficiente de reducción básico R_o se le debe de multiplicar los factores de irregularidades I_a e I_p .

$$R = R_o * I_a * I_p$$

Para el análisis traslacional puro, se asumirá que la edificación es completamente regular; es decir, el valor de R será igual a R_o . Recordemos que dicho análisis sólo nos servirá para predimensionar los muros; por ello, no es necesario tener mayor precisión. Por otro lado, para el análisis dinámico, sí será necesario calcular los factores I_a e I_p para, de esta forma, obtener el valor correcto para R .

5.2. Análisis traslacional puro

Este análisis consiste en realizar un análisis estático en una dirección sobre un modelo bidimensional. Este análisis era común cuando no se contaban con softwares avanzados de análisis estructural como lo es el ETABS, ya que se podía obtener valores cercanos de una manera muy simplificada. Además, se debe de precisar que este método es conservador ya que desprecia la rigidez lateral de los pórticos y placas perpendiculares a la dirección de análisis. Para esta tesis, se utiliza dicho método para poder predimensionar las placas. Esto se logrará verificando que la deriva de cada entrepiso sea menor a 0.007, el cual es la deriva límite según la norma E.030.

La norma menciona que para calcular la cortante en la base del edificio se debe de usar la siguiente fórmula.

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

Además, menciona que el periodo fundamental de vibración se debe de calcular del siguiente modo.

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

Donde:

- $Ct = 35$ para edificios de concreto armado que cuenten únicamente con pórticos como elementos resistentes.
- $Ct = 45$ para edificios de concreto armado que cuenten con pórticos y muros en las cajas de ascensores y escaleras
- $Ct = 60$ para edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

Por otro lado, debido a que este método sólo nos ayudará a pre dimensionar las placas, se asumirá un peso de 1 ton/m² en los seis primeros niveles y de 0.8 ton/m² en el último nivel. En los próximos capítulos el peso será calculado con mayor precisión.

Con todo lo mencionado anteriormente, se puede estimar el periodo fundamental de la edificación para ambas direcciones.

Tabla 5.4 Cálculo del periodo para el análisis traslacional

Parámetro	Magnitud	Unidad
Altura de entrepiso	2.9	m
Número de Pisos	7	unidad
Peso en piso típico	1	ton/m ²
Peso en azotea	0.8	ton/m ²
Área de la planta	330	m ²
Peso Total	2244	ton
Ct	60	
Altura total	20.3	m
Periodo	0.34	s

Cabe recalcar que, para ambas direcciones, se tiene como sistema estructural el de muros estructurales. Por ello, el valor de Ct es de 60 y el periodo es de 0.34 para ambas direcciones. Una vez obtenido el periodo fundamental, procedemos a calcular la cortante basal.

Tabla 5.5 Cálculo de la cortante para el análisis traslacional

Parámetro	Valor	Unidad
Factor de Zona (Z)	0.45	g
Factor de Uso (U)	1	
Periodo fin de Plataforma (Tp)	0.6	s
Coefficiente de Amplificación Sísmica (C)	2.5	
Factor de Suelo (S)	1.05	
Factor de Reducción (R)	6	
Peso total (P)	2244	ton
V basal	442	ton

Finalmente, la norma estipula que la cortante basal debe de distribuirse en la altura según la siguiente fórmula.

$$F_i = \alpha i * V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j}$$

Donde:

- Para T menor o igual a 0.5 segundos: k=1
- Para T mayor que 0.5 segundos: k=(0.75+0.5T)

Para el caso del edificio en estudio, K toma el valor de 1, ya que el periodo para ambas direcciones es de 0.34 segundos. Con ello, podemos obtener la distribución de fuerzas en cada piso.

Tabla 5.6 Distribución de fuerzas estáticas para el análisis traslacional

Nivel	h entrepiso	h acumulado	Peso	Pi*hi	α	F. sísmica
-	m	m	ton	ton.m	-	ton
1	2.9	2.9	330	957	0.0376	17
2	2.9	5.8	330	1914	0.0752	33
3	2.9	8.7	330	2871	0.1128	50
4	2.9	11.6	330	3828	0.1504	66
5	2.9	14.5	330	4785	0.1880	83
6	2.9	17.4	330	5742	0.2256	100
7	2.9	20.3	264	5359.2	0.2105	93
TOTAL				25456.2	1	442

5.2.1. Análisis en la dirección X

Para realizar el análisis traslacional en la dirección X, se procedió a modelar los pórticos y placas que se encuentran en la dirección paralela al eje X. A continuación, se describirán algunas consideraciones para el modelo.

En primer lugar, se definieron los materiales y secciones según lo detallado en el capítulo 2. En segundo Lugar, se modelaron los pórticos y placas según el predimensionamiento y estructuración de la tesis. En tercer lugar, se procedió a compatibilizar los desplazamientos

de cada nivel en todos los pórticos y muros. Finalmente se añadieron las fuerzas de entrepiso tal como se definió anteriormente.

En esta dirección se cuenta en total con 12 muros y 4 pórticos. En total, se cuenta con 12 columnas de 25cm por 50cm y con 28.5 metros de muros de 25 cm de espesor. A continuación, se muestra el modelo bidimensional modelado en el software ETABS.

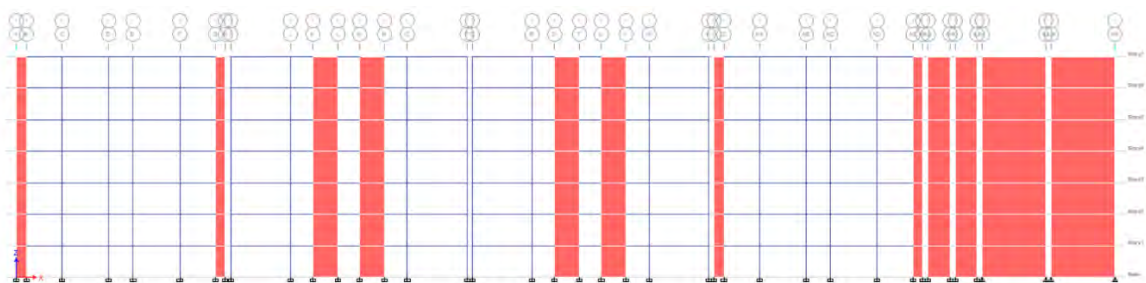


Figura 5.2 Modelo bidimensional en la dirección X

Tal como se mencionó, dicho modelo fue sometido a fuerzas estáticas en la dirección de los pórticos. Ello causó deformaciones y derivas en la estructura bidireccional. A continuación, se muestra la deformada.

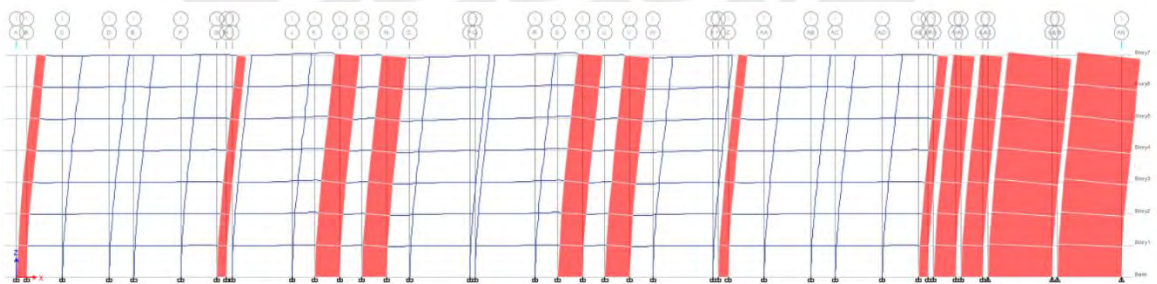


Figura 5.3 Modelo bidimensional en la dirección X deformada

El software ETABS nos arroja los desplazamientos elásticos en cada nivel debido al sismo estático aplicado. Para calcular los desplazamientos inelásticos, la norma menciona que se debe de multiplicar el desplazamiento elástico por $0.75R$ en edificaciones regulares y por $0.85R$ en caso que la estructura presente alguna irregularidad. En este caso, debido a la

estructuración dada a la edificación, asumiremos que la edificación es regular. Con ello, podremos calcular la deriva con la siguiente formula.

$$Deriva = \frac{\Delta_{inelastico}}{h_{entrepiso}}$$

Según la norma E.030, la deriva límite para una edificación de concreto armada es 0.007. En este caso, si el análisis traslacional nos arroja derivas menores y cercanas a 0.007 significa que la cantidad de placas proporcionada es suficiente. En caso las derivas sean mayores a dicho valor, se optará por aumentar la longitud o espesor de los muros. A continuación, se mostrarán los resultados del análisis.

Tabla 5.7 Derivas en la dirección X por el análisis traslacional

Nivel	Desplazamiento Elastico mm	0.75R	Desplazamiento Inelastico mm	h entrepiso m	Deriva Elastica	Deriva inelástica
7	18	4.5	81	2.9	0.001	0.005
6	15	4.5	67	2.9	0.001	0.005
5	12	4.5	53	2.9	0.001	0.005
4	9	4.5	39	2.9	0.001	0.005
3	6	4.5	25	2.9	0.001	0.004
2	3	4.5	13	2.9	0.001	0.003
1	1	4.5	4	2.9	0.000	0.001

Como se observa, la deriva máxima obtenida en este análisis es 0.005. Con ello, podemos concluir que la cantidad de muros propuestos en la estructuración cumplen con la deriva máxima permisible. Como se mencionó inicialmente, este tipo de análisis arrojan resultados menos precisos que un análisis tridimensional. Por ello, la deriva volverá a ser calculada con un análisis modal espectral con un modelo en 3 dimensiones.

Por otro lado, como parte del predimensionamiento de los muros, también se debe de revisar el esfuerzo cortante en estos elementos. En este caso, se revisará la cortante de los muros del eje 5, ya que son altamente más rígidas que los demás pórticos y placas. A continuación, se mostrará la cortante en estos elementos.

Tabla 5.8 Cortante en los muros 5 y 11 debido al análisis traslacional

Placa	Longitud m	área m ²	Cortante actuante ton	Cortante Promedio kg/cm ²
Placa 5	5.85	1.4625	119.7	8.2
Placa 11	5.85	1.4625	119.7	8.2

Para poder tener una noción de la magnitud del cortante promedio actuante, debemos de compararlo con la resistencia al cortante del concreto. Para ello, utilizaremos la siguiente fórmula mostrada en la norma E.060.

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

$$V_c = 7.7 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, el esfuerzo cortante actuante de 8.2 kg/cm² sería tomado por el concreto y por el refuerzo horizontal. Como la resistencia del concreto es de 7.7 kg/cm², podemos precisar que 0.5 kg/cm² de cortante deberá ser tomada por el refuerzo. Dicho esfuerzo es aceptable; es decir, no solicitará una gran cuantía de acero. Todo ello se corroborará luego de realizar el análisis con el modelo tridimensional.

5.2.2. Análisis en la dirección Y

En esta dirección se cuenta en total con 6 pórticos y 11 muros. En total se cuenta con 16 columnas de 25cm por 50cm y con 30.1 metros de muros de 25 cm de espesor. A continuación, se muestra el modelo bidimensional modelado en el software ETABS.

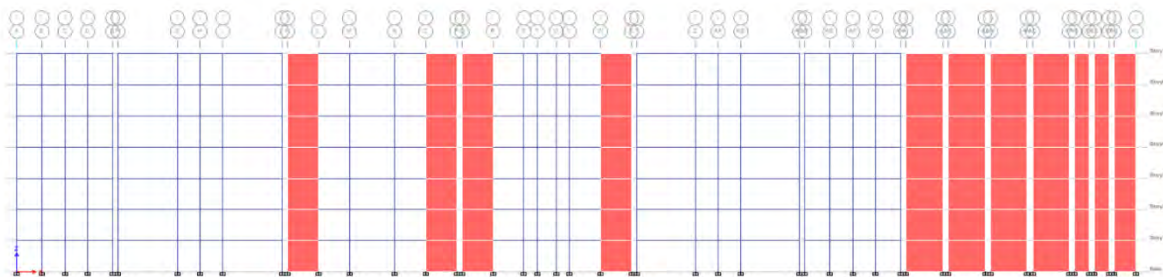


Figura 5.4 Modelo bidimensional en la dirección Y

Tal como se mencionó, dicho modelo fue sometido a fuerzas estáticas en la dirección de los pórticos. Ello causó deformaciones y derivas en la estructura bidireccional. A continuación, se muestra la deformada.

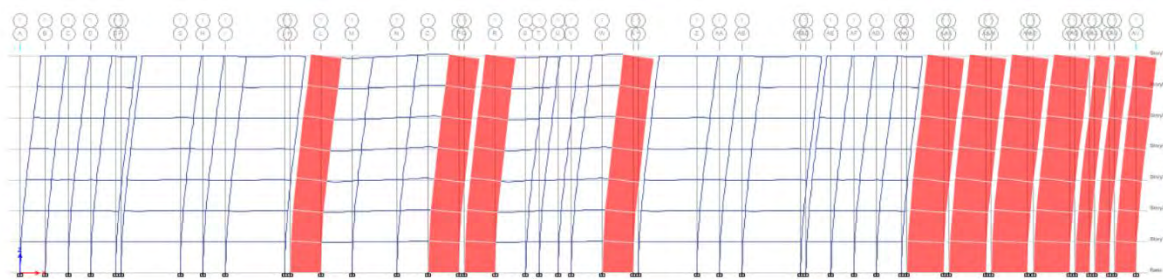


Figura 5.5 Modelo bidimensional en la dirección Y deformada

A continuación, se mostrarán los resultados del análisis en esta dirección.

Tabla 5.9 Derivas en la dirección Y por el análisis traslacional

Nivel	Desplazamiento Elastico mm	0.75R	Desplazamiento Inelastico mm	h entrepiso m	Deriva Elastica	Deriva inelástica
7	24	4.5	108	2.9	0.001	0.006
6	20	4.5	90	2.9	0.001	0.006
5	16	4.5	71	2.9	0.001	0.007
4	12	4.5	52	2.9	0.001	0.006
3	7	4.5	34	2.9	0.001	0.006
2	4	4.5	17	2.9	0.001	0.004
1	1	4.5	5	2.9	0.000	0.002

Como se observa, la deriva máxima obtenida en este análisis es 0.007. Con ello, podemos concluir que la cantidad de muros propuestos en la estructuración cumplen con la deriva máxima permisible.

También se verificará el esfuerzo cortante en estos elementos. En este caso, se revisará la cortante de los muros de los ejes B y E. A continuación, se mostrará la cortante en estos elementos.

Tabla 5.10 Cortante en los muros 1,2,12 y 13 debido al análisis traslacional

Placa	Longitud m	área m ²	Cortante actuante ton	Cortante Promedio kg/cm ²
Placa 1	3.45	0.8625	52.1	6.0
Placa 12	3.45	0.8625	52.1	6.0
Placa 2	2.9	0.725	39.8	5.5
Placa 13	2.9	0.725	39.8	5.5

Para poder tener una noción de la magnitud del cortante promedio actuante, debemos de compararlo con la resistencia al cortante del concreto. Para ello, utilizaremos la siguiente fórmula mostrada en la norma E.060.

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

$$V_c = 7.7 \text{ kg/cm}^2$$

Como se observa, la resistencia a cortante del concreto es mayor que la cortante actuante. Esto es aceptable y, además, significaría que no requeriría gran cantidad de acero transversal. Sin embargo, ello se comprobará con los resultados del análisis tridimensional.

5.3. Análisis dinámico

Este análisis también es conocido como el método modal-espectral. Dicho análisis consiste en modelar en 3 dimensiones la edificación teniendo en cuenta su peso, cargas y conexiones. Con ello, es posible obtener los distintos modos de vibrar de la edificación con sus respectivos periodos.

Para este proceso, se define el espectro sísmico con los parámetros establecidos en la norma de diseño sismorresistente. Luego, se puede calcular las deformaciones y solicitaciones que se generan en todos los elementos para cada uno de los modos de vibrar utilizando el espectro definido. Finalmente, se realiza una superposición espectral con la cual se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada para todos los elementos de la edificación. Dicha superposición espectral se realiza usando el método de la combinación cuadrática.

Cabe resaltar que el análisis dinámico es un proceso iterativo, ya que inicialmente se desconoce de la existencia de alguna irregularidad. Es decir, que inicialmente el valor del factor de reducción (R) será 6. Sin embargo, si luego de obtener los resultados se concluye que existe alguna irregularidad, el valor de R se vería afectado por lo que sería necesario realizar un nuevo análisis estructural con el valor actualizado.

Existen métodos simplificados para poder desarrollar este procedimiento; sin embargo, para el análisis de esta edificación se usará el software ETABS.

5.3.1. Modelo Tridimensional

El modelo estructural se basa en la estructuración visto en el capítulo 2. El modelo contempla todas las características de cargas, peso y dimensiones de la edificación. A continuación, se mencionará la secuencia de modelado en el software ETABS.

- Se dimensiona el grillado de acuerdo con los ejes en planta.
- Se define el material. En este caso, se cuenta con un concreto de resistencia a la compresión de 210 kg/cm².
- Se definen las secciones de los elementos frames: columnas y vigas
- Se define la sección de los muros. En este edificio sólo se cuenta con muros de 25 cm de espesor.
- Se define la sección de las losas como una membrana sin peso. Los pesos propios de estos elementos se añadirán manualmente.
- Se modelan los elementos estructurales según la estructuración definida.
- Se asigna la carga viva a las losas.
- Se definen y asignan los diafragmas rígidos a las losas de cada nivel.

A continuación, se muestra el modelo.

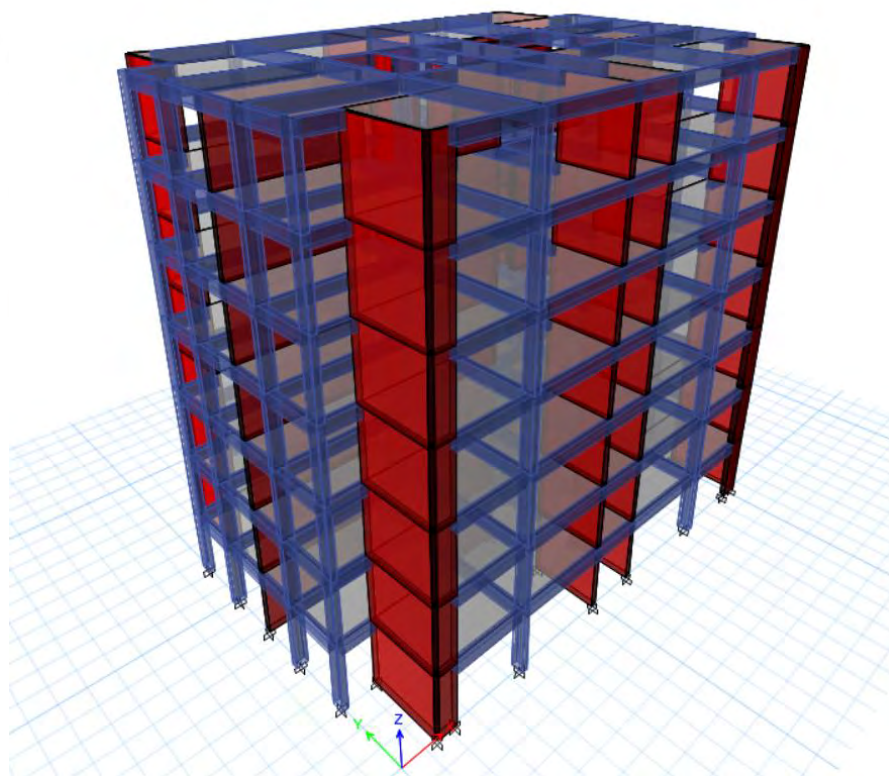


Figura 5.6 Modelo tridimensional en ETABS

5.3.2. Peso sísmico

La fuerza cortante total en la base es proporcional al peso sísmico que se considere. Por otro lado, las fuerzas que actúan en los elementos de la edificación se deben a que las masas sufren una aceleración. De esta forma, se generan las fuerzas inerciales. Por todo ello, es necesario realizar un correcto metrado de cargas y pesos.

La norma de diseño sismorresistente establece ciertos criterios para el cálculo del peso sísmico. En resumen, establece que para edificaciones tipo C como es el caso de la estructura en estudio, se debe de considerar el 25% de la carga viva y el 100% de la carga muerta.

Debido a que el aligerado tiene un peralte del 20cm, su peso propio será de 300 kg/m². Por otro lado, ya que se trata de una edificación destinada a vivienda, la carga viva es de 200 kg/m² en el piso típico y 100 kg/m² en la azotea. Toda esta información se obtuvo de la norma peruana de cargas.

Para este estudio, se estimarán el peso sísmico por 2 métodos. El primero será mediante un metrado manual y el segundo será utilizando el software ETABS. Para posteriormente analizarlo y compararlos. A continuación, se muestra el metrado manual de peso sísmico.

Tabla 5.11 Metrado del peso sísmico obtenido de forma manual

Nivel	Losa + PT ton	Columnas ton	Placas ton	Vigas ton	Tabiques ton	25% Carga Viva ton	TOTAL ton
Nivel 1	112.1	13.9	92.6	39.0	76.3	14.0	348.0
Nivel 2	112.1	13.9	92.6	39.0	76.3	14.0	348.0
Nivel 3	112.1	13.9	92.6	39.0	76.3	14.0	348.0
Nivel 4	112.1	13.9	92.6	39.0	76.3	14.0	348.0
Nivel 5	112.1	13.9	92.6	39.0	76.3	14.0	348.0
Nivel 6	112.1	13.9	92.6	39.0	76.3	14.0	348.0
Nivel 7	112.1	13.9	92.6	39.0	0.0	7.0	264.6
						TOTAL	2352.5

También se mostrará el peso obtenido con el ETABS.

Tabla 5.12 Metrado del peso sísmico obtenido del ETABS

Nivel	Peso Ton
Nivel 1	360
Nivel 2	360
Nivel 3	360
Nivel 4	360
Nivel 5	360
Nivel 6	360
Nivel 7	229
TOTAL	2386.8

Tabla 5.13 Comparación de los pesos sísmicos

Nivel	Peso Etabs Ton	Peso Metrado ton	Diferencia ton	Diferencia %
Nivel 1	359.7	348.0	11.7	3%
Nivel 2	359.7	348.0	11.7	3%
Nivel 3	359.7	348.0	11.7	3%
Nivel 4	359.7	348.0	11.7	3%
Nivel 5	359.7	348.0	11.7	3%
Nivel 6	359.7	348.0	11.7	3%
Nivel 7	228.7	264.6	-35.9	-14%
TOTAL	2386.8	2352.6	34.2	1%

Observamos que, en todos los pisos excepto en el último, el peso calculado por el ETABS es mayor que el calculado por metrado manual. Sin embargo, esta diferencia es despreciable. En cuanto a los pesos totales, la diferencia es de sólo el 1%. Ello nos permite saber que el modelo tridimensional está representando de forma correcta a nuestra edificación. Para cálculos posteriores, se tomará como peso sísmico al valor obtenido por el software ya que, al ser ligeramente mayor, será más conservador.

5.3.3. Excentricidad accidental

La incertidumbre para localizar los centros de masa y rigidez hace que sea necesario establecer excentricidades accidentales para las edificaciones. Ante ello, la norma E.030 menciona que se debe de considerar una excentricidad accidental de 5% de la dimensión del edificio para el análisis en cada dirección. Además, menciona que en cada caso deberá de considerarse el signo más desfavorable.

Entonces, para establecer el sentido de la excentricidad accidental, se debe primero conocer las ubicaciones del centro de masa y rigidez natural. Para obtener estos valores, nos apoyaremos con el software ETABS. A continuación, se muestran dichas posiciones.

Tabla 5.14 Excentricidad natural de la edificación

Nivel	XCM	YCM	XCR	YCR	Excentricidad Original XX	Excentricidad Original YY
	m	m	m	m	m	m
Nivel 7	11.04	7.80	10.69	7.79	0.36	0.00
Nivel 6	11.04	7.80	10.73	7.79	0.31	0.00
Nivel 5	11.04	7.80	10.79	7.79	0.25	0.00
Nivel 4	11.04	7.80	10.85	7.79	0.18	0.00
Nivel 3	11.04	7.80	10.92	7.79	0.12	0.00
Nivel 2	11.04	7.80	10.98	7.79	0.06	0.00
Nivel 1	11.04	7.80	10.99	7.79	0.05	0.00

Como era de esperarse, el centro de rigidez se encuentra a la izquierda del centro de masa debido a las 2 placas de la escalera. Por otro lado, en el eje Y ambos centros coinciden en posición. Ello tiene sentido ya que el edificio es completamente simétrico en dicha dirección. Entonces, debido a que existe una excentricidad original positiva en la dirección X, el signo más desfavorable para la excentricidad accidental también será positivo. En cuanto al eje Y, debido a que la excentricidad original es cero, dará lo mismo si la excentricidad es positiva

o negativa. Para continuar con los cálculos, se procederá a establecer una excentricidad positiva en Y.

A continuación, se muestran las ubicaciones del centro de masa y rigidez luego de aplicar la excentricidad accidental.

Tabla 5.15 Excentricidad accidental de la edificación

Nivel	XCM	YCM	XCR	YCR	Excentricidad X	Excentricidad Y
	m	m	m	m	m	m
Nivel 7	12.1419	8.5753	10.3518	7.7924	1.79	0.78
Nivel 6	12.1374	8.5748	10.4088	7.7924	1.73	0.78
Nivel 5	12.1374	8.5748	10.4878	7.7923	1.65	0.78
Nivel 4	12.1374	8.5748	10.5856	7.7923	1.55	0.78
Nivel 3	12.1374	8.5748	10.6987	7.7922	1.44	0.78
Nivel 2	12.1374	8.5748	10.8225	7.7921	1.31	0.78
Nivel 1	12.1374	8.5748	10.9237	7.7921	1.21	0.78

Como se observa, en el eje X se presenta una excentricidad de hasta 1.80 m. Dicha excentricidad es considerable. Más adelante se verá si ello produce irregularidad torsional.

5.3.4. Espectro sísmico

El espectro sísmico establece la relación entre el periodo de vibración y la pseudo-aceleración espectral. Dicha aceleración se calcula iterando el valor del periodo y utilizando los parámetros sísmicos definidos en la primera parte de este capítulo. Con ello, se genera una función llamada espectro de diseño.

Para esta primera iteración, se asumirá que la edificación no presenta irregularidades; por lo tanto, el valor del factor de reducción (R) será 6. A continuación, se mostrará un resumen de los parámetros sísmicos que se usarán en esta iteración.

Tabla 5.16 Parámetros sísmicos

Parámetro	Valor
Z	0.45
U	1
S	1.05
T _p	0.6
T _l	2
R _o	6
R	6

El factor de amplificación sísmica (C) es una función del periodo. A continuación, se muestra dicha función.

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Con todos los valores mencionados, es posible calcular la pseudo-aceleración con la siguiente fórmula.

$$S_a = \frac{ZUSC_{(T)}}{R}$$

A continuación, se mostrarán los valores de esta aceleración para distintos periodos.

Tabla 5.17 Espectro de Diseño

T (s)	C	S _a (g)
0	2.500	0.197
0.2	2.500	0.197
0.4	2.500	0.197
0.6	2.500	0.197
0.8	1.875	0.148
1	1.500	0.118
1.2	1.250	0.098
1.4	1.071	0.084
1.6	0.938	0.074

2	0.750	0.059
2.2	0.620	0.049
2.4	0.521	0.041
2.5	0.480	0.038

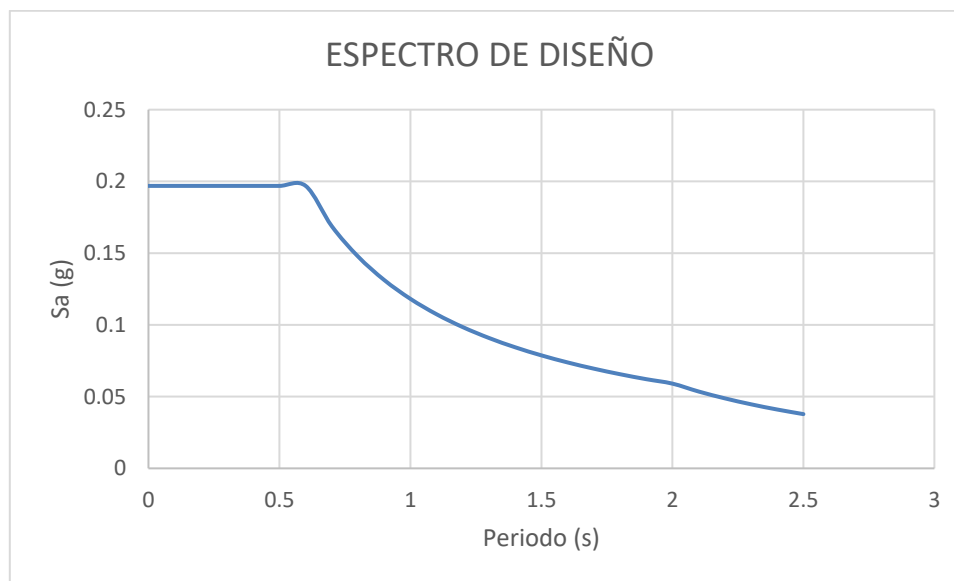


Figura 5.7 Espectro de Diseño

Con este espectro obtendremos la respuesta elástica de la estructura.

5.3.5. Análisis estático – Cortante basal estática

La norma establece que para estructuras ubicadas en la zona 4 y de alturas mayores a 15 metros como es el caso de nuestro edificio, el análisis estructural deberá desarrollarse en mediante un análisis dinámico modal. La norma no permite diseñar con los valores obtenidos de un análisis estático. Sin embargo, es necesario calcular la fuerza cortante basal estática para poder calcular los factores de escalamiento sísmico.

En el artículo 29 de la norma de diseño sismorresistente, se menciona que, para estructuras regulares, la fuerza cortante en el primer nivel no podrá ser menor al 80 %. En caso no se cumpla ello, será necesario escalar proporcionalmente los resultados obtenidos a excepción de los desplazamientos. Para calcular el cortante basal, usaremos la siguiente fórmula.

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

Además, para poder determinar el valor del factor C, es necesario contar con el periodo de vibración natural. Esta depende de la masa y rigidez de la estructura. La masa ya fue definida en el capítulo anterior, mientras que la rigidez depende de los elementos estructurales los cuales también ya fueron definidos. Existen modos abreviados para poder calcular este periodo, sin embargo, para tener un valor más cercano a la realidad, se obtendrán los valores del ETABS. Tener en cuenta que tanto la masa como la rigidez fueron modelados en el software.

A continuación, se muestran los periodos naturales para ambas direcciones.

Tabla 5.18 Periodos de la edificación obtenidas con el ETABS

Periodo	T (s)
XX	0.369
YY	0.404

Con dichos valores, podemos determinar que el factor C para ambas direcciones será de 2.5.

A continuación se mostrarán los parámetros sísmicos y la cortante basal estática.

Tabla 5.19 Cortante basal estática

Parámetro	Valor	Unidad
Factor de Zona (Z)	0.45	g
Factor de Uso (U)	1	
Periodo fin de Plataforma (Tp)	0.6	s
Coficiente de Amplificación Sísmica (C)	2.5	
Factor de Suelo (S)	1.05	
Factor de Reducción (R)	6	
Peso total (P)	2387	ton
V basal	470	ton
V basal mínimo	376	ton

5.4. Resultados del análisis dinámico

5.4.1. Modos y periodos de vibración

Las estructuras tienen distintos modos de vibración. Cada modo presenta un periodo y una forma natural de vibración. Además, se sabe que en cada modo existe un porcentaje de masa participativa.

Ante ello, la norma de diseño sismorresistente señala que, en cada dirección de análisis, se debe de considerar aquellos modos cuya suma de masas participantes sea por lo menos el 90% de la masa total. Sin embargo, es obligatorio tomar por lo menos los 3 modos predominantes.

Cuando se habla de modos predominantes, se refiere a que toda estructura posee 3 modos de vibración que presentan mayor porcentaje de masa participativa. La primera es el desplazamiento en X, la segunda es el desplazamiento en Y y, finalmente, el giro en Z. Por lo general, estos 3 modos poseen los periodos de mayor duración.

A continuación, se mostrarán los modos considerados para el análisis.

Tabla 5.20 Modos y masa participativa

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.404	8%	45%	17%
3	0.397	2%	23%	45%
2	0.369	62%	3%	7%
4	0.115	1%	6%	12%
5	0.097	6%	10%	2%
6	0.091	11%	2%	4%
7	0.049	1%	2%	4%
8	0.043	4%	2%	0%
9	0.041	2%	2%	2%
10	0.029	0%	1%	2%

11	0.026	2%	1%	0%
12	0.025	0%	1%	1%
TOTAL		98%	97%	98%

En la tabla, podemos observar que los 3 primeros modos son los modos principales de vibración de la edificación. El primer modo es el de traslación en la dirección Y, mientras que el segundo es el rotacional. Este modo toma mayor protagonismo que el modo traslacional en la dirección X debido a la distribución de los muros. En la dirección X existen 2 grandes muros los cuales rigidizan esta dirección. Además, la mayoría de los muros están orientados hacia el centro de rigidez. Ello hace que no aporten gran rigidez rotacional.

5.4.2. Derivas y desplazamientos

La norma peruana de diseño sismorresistente controla la rigidez lateral de la edificación limitando la deriva inelástica máxima permitida a 0.007 para edificios de concreto armado. Hay que tener en cuenta que el análisis que se realizó en el ETABS es un análisis elástico. Para calcular las derivas inelásticas, la norma permite utilizar la siguiente simplificación: para estructuras regulares, las derivas inelásticas se calcularán multiplicando las derivas elásticas por 0.75R, mientras que, para estructuras irregulares, se deberá de multiplicar por 0.85R.

A continuación, se muestran los desplazamientos, las derivas elásticas e inelásticas de la edificación.

Tabla 5.21 Verificación de derivas en la dirección X

Nivel	Carga	Desplazamiento mm	Deriva Elástica	0.75R	Deriva Inelástica	¿Cumple con el Límite?
Nivel 7	Sismo XX Max	11.048	0.000579	4.5	0.0026	SÍ
Nivel 6	Sismo XX Max	9.378	0.00063	4.5	0.0028	SÍ
Nivel 5	Sismo XX Max	7.56	0.000666	4.5	0.0030	SÍ
Nivel 4	Sismo XX Max	5.638	0.000664	4.5	0.0030	SÍ
Nivel 3	Sismo XX Max	3.719	0.000603	4.5	0.0027	SÍ
Nivel 2	Sismo XX Max	1.973	0.000466	4.5	0.0021	SÍ
Nivel 1	Sismo XX Max	0.622	0.000215	4.5	0.0010	SÍ

Tabla 5.22 Verificación de derivas en la dirección Y

Story	Carga	Desplazamiento mm	Deriva Elástica	0.75R	Deriva Inelástica	¿Cumple con el Límite?
Nivel 7	Sismo YY Max	16.674	0.00097	4.5	0.0044	SÍ
Nivel 6	Sismo YY Max	13.87	0.00101	4.5	0.0045	SÍ
Nivel 5	Sismo YY Max	10.952	0.001025	4.5	0.0046	SÍ
Nivel 4	Sismo YY Max	7.99	0.000985	4.5	0.0044	SÍ
Nivel 3	Sismo YY Max	5.14	0.000863	4.5	0.0039	SÍ
Nivel 2	Sismo YY Max	2.641	0.000636	4.5	0.0029	SÍ
Nivel 1	Sismo YY Max	0.797	0.000275	4.5	0.0012	SÍ

Se observa que todas las derivas inelásticas son menores a 0.007. Por lo tanto, se está cumpliendo con la norma. Además, observamos que en la dirección X la deriva máxima es de 0.003. Esto era de esperarse ya que en la dirección X se cuenta con gran cantidad de muros. Por otro lado, en la dirección Y se cuenta con una deriva máxima de 0.0046. La deriva en esta dirección es mayor debido a que posee menor rigidez lateral.

5.4.3. Irregularidad torsional

Para esta primera iteración del análisis dinámico, se asumió que la edificación no presenta irregularidades ni en planta ni en altura. Por ello el valor del factor R fue 6. Sin embargo, esta hipótesis debe ser comprobada.

La norma menciona que existe irregularidad torsional cuando la deriva en un extremo del edificio es mayor que 1.3 veces la deriva promedio de los extremos del mismo nivel. Además, menciona que esta irregularidad sólo aplica si la deriva máxima supera a 0.0035. En nuestro caso, la deriva mayor es de 0.0046. Por lo tanto, sí aplica para el edificio en estudio. A continuación, se mostrarán los resultados del análisis de irregularidad torsional tanto para la dirección X como para la Y.

a) Dirección X

Tabla 5.23 Verificación de irregularidad torsional en X

Nivel	Deriva Prom	Deriva max	D max/D Prom	¿Existe Irregularidad?
Nivel 7	0.0005	0.0006	1.14	NO
Nivel 6	0.0006	0.0006	1.13	NO
Nivel 5	0.0006	0.0007	1.13	NO
Nivel 4	0.0006	0.0007	1.12	NO
Nivel 3	0.0005	0.0006	1.12	NO
Nivel 2	0.0004	0.0005	1.11	NO
Nivel 1	0.0002	0.0002	1.11	NO

b) Dirección Y

Tabla 5.24 Verificación de irregularidad torsional en Y

Nivel	Deriva Prom	Deriva max	D max/D Prom	¿Existe Irregularidad?
Nivel 7	0.0008	0.0010	1.26	NO
Nivel 6	0.0008	0.0010	1.25	NO
Nivel 5	0.0008	0.0010	1.24	NO
Nivel 4	0.0008	0.0010	1.23	NO
Nivel 3	0.0007	0.0009	1.22	NO
Nivel 2	0.0005	0.0006	1.21	NO
Nivel 1	0.0002	0.0003	1.21	NO

Se observa que en ninguno de las direcciones se presenta irregularidad torsional, por ello, podemos concluir que el valor de R será de 6. Es decir, podemos continuar con el análisis dinámico con las asunciones establecidas.

5.4.4. Verificación de cortante en los muros

Durante el análisis de la edificación, se asumió que el sistema estructural era de muros estructurales. Sin embargo, es necesario corroborar ello con cálculos.

La norma menciona que para que una edificación sea calificada como un sistema estructural de muros estructurales, el 70% del cortante en la base o más debe de ser tomada por los muros. A continuación, se mostrarán los porcentajes de cortante que toman los muros.

Tabla 5.25 Cortante en los muros

Dirección	Cortante Total (ton)	Cortante en Muros (ton)	% de Cortante en Muros
Sismo XX	315.8	308.4	98%
Sismo YY	261.3	255.6	98%

Por lo tanto, debido a que los porcentajes para ambas direcciones supera el 70%, se concluye que el sistema estructural de la edificación es el de muros estructurales. Es decir, se comprueba que R_o es 6.

5.4.5. Verificación de cortante mínimo en la base

En el artículo 29 de la norma de diseño sismorresistente, se menciona que, para estructuras regulares como es el caso del edificio en estudio, la fuerza cortante en el primer nivel no deberá ser menor a 80% del cortante basal calculado por el método estático. En caso no se cumpla ello, será necesario escalar proporcionalmente todos los resultados obtenidos excepto los desplazamientos.

En este caso, la cortante basal mínima (80% del cortante basal total) se calculó anteriormente y es de 376 ton. A continuación, se mostrará el cálculo para definir los valores de los factores de amplificación para cada dirección.

Tabla 5.26 Factores de escalamientos sísmico

Dirección	Cortante dínamico (ton)	Cortante Mínimo (ton)	Factor
Sismo XX	315.8	376	1.19
Sismo YY	261.3	376	1.44

Estos factores afectarán a las sollicitaciones sísmicas.

5.4.6. Junta de separación

La edificación en estudio colinda con 2 edificios. Por ello, será necesario calcular la junta de separación. La norma E.030 en su artículo 33 menciona que dicha separación será de 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de ambas edificaciones. A demás, deberá de dicha junta no será menor que:

$$s = 0.006h \geq 0.03m$$

En este caso, debido a que se desconoce el desplazamiento de la edificación aledaña, utilizaremos la última forma mostrada.

$$s = 0.006(20.3m) = 12 \text{ cm}$$

5.4.7. Solicitaciones sísmicas en elementos estructurales

Con el análisis dinámico, podemos obtener las solicitaciones en cada elemento estructural de la edificación. Se debe de tener en cuenta que a estos resultados debemos de multiplicarlos por los valores de amplificación calculados en el capítulo 5.4.5. Verificación de cortante mínimo en la base. A continuación, se mostrarán las solicitaciones en los distintos elementos estructurales ya amplificadas por los factores mencionados.

5.4.7.1 Cargas sísmica en Vigas

En el eje E se encuentra la viga V-12 la cual está compuesta por 3 luces y 2 volados correspondiente a los balcones. Para el análisis sísmico, no se consideraron estos volados. Por ello, no figuran estos tramos en los diagramas de solicitaciones sísmicas. En la figura 5.8 se muestran los diagramas de momento flector y fuerza cortante de dicha viga en el cuarto nivel.

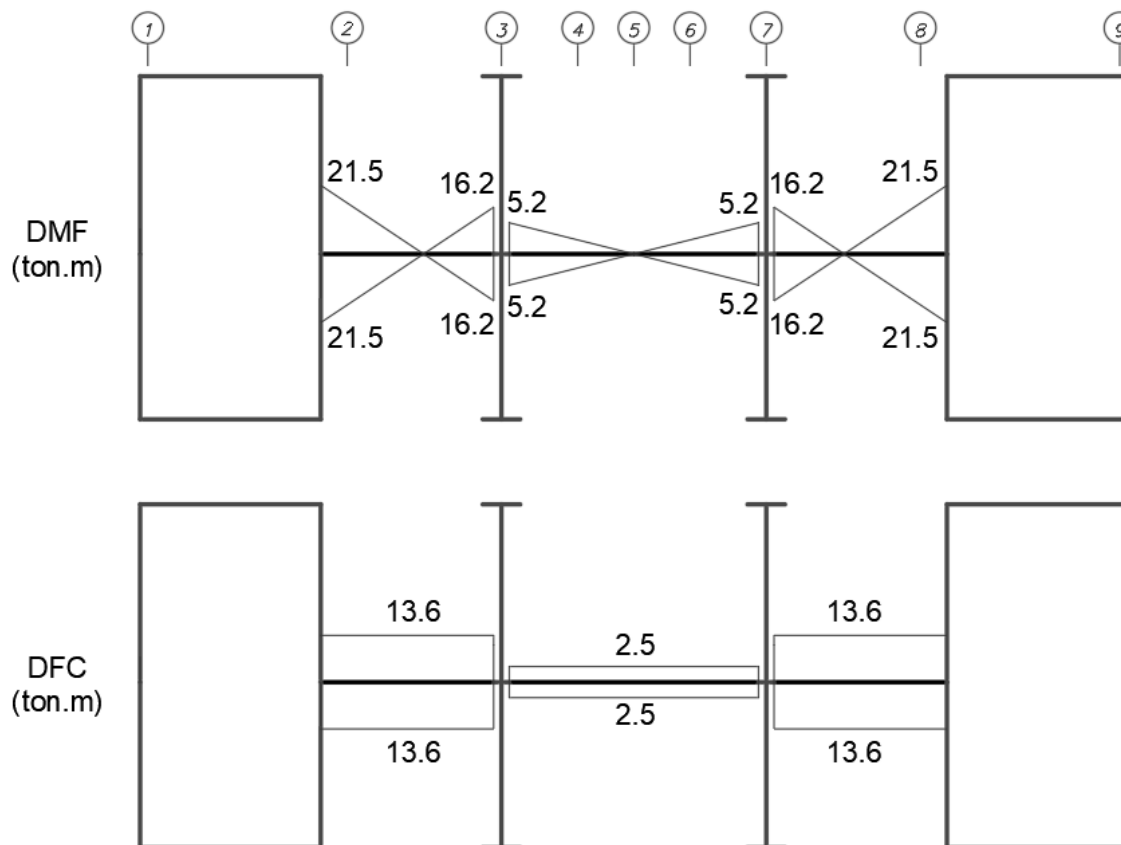


Figura 5.8 Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la viga V-12

5.4.7.2 Cargas sísmica en la columna C-15

Como se mencionó anteriormente, el sistema estructural de la edificación es de muros estructurales. Por ello, las columnas toman un bajo porcentaje del cortante sísmico. A continuación, se mostrarán las solicitaciones en la columna C-15.

Tabla 5.27 Solicitaciones sísmica en la Columna 15 por el sismo X

Nivel	Carga	P tonf	V _x tonf	V _y tonf	M _x tonf-m	M _y tonf-m
Nivel 7	Sismo X	0.95	1.06	0.69	0.82	1.50
Nivel 6	Sismo X	2.15	1.09	0.50	0.74	1.59
Nivel 5	Sismo X	3.51	1.18	0.57	0.82	1.72
Nivel 4	Sismo X	5.01	1.19	0.54	0.81	1.73

Nivel 3	Sismo X	6.54	1.10	0.50	0.77	1.59
Nivel 2	Sismo X	7.87	0.87	0.37	0.65	1.27
Nivel 1	Sismo X	8.84	0.41	0.21	0.53	0.59

Tabla 5.28 Solicitaciones sísmica en la Columna 15 por el sismo Y

Nivel	Carga	P	Vx	Vy	Mx	My
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Nivel 7	Sismo Y	3.01	1.95	1.31	1.56	2.76
Nivel 6	Sismo Y	6.69	1.91	1.08	1.50	2.78
Nivel 5	Sismo Y	10.77	1.99	1.22	1.75	2.89
Nivel 4	Sismo Y	15.19	1.94	1.17	1.80	2.82
Nivel 3	Sismo Y	19.56	1.73	1.09	1.84	2.50
Nivel 2	Sismo Y	23.35	1.30	0.84	1.69	1.87
Nivel 1	Sismo Y	25.83	0.57	0.57	1.68	0.80

5.4.7.2 Cargas sísmicas en el muro M-5

EL muro M-5 es el elemento con mayor rigidez lateral en toda la edificación. Esto se debe a que posee una longitud total de 5.85m. Debido a su orientación, este muro toma el mayor porcentaje de cortante sísmico en la dirección X. A continuación, se muestra el diagrama de momentos flectores este elemento.

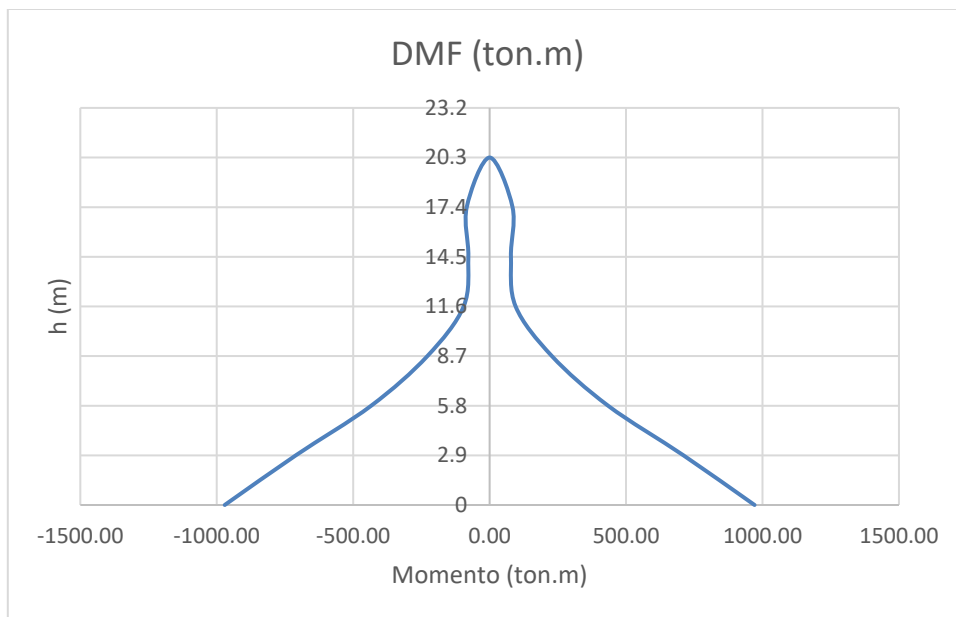


Figura 5.9 Fuerza cortante en el muro 5 debido a sismo X

Se observa que este elemento se comporta como una viga en volado. Es decir, que no tendrá puntos de inflexión en toda su altura. En la tabla 5.5 se muestran las demás solicitaciones en cada nivel para su diseño.

Tabla 5.29 Solicitaciones sísmicas en el muro 5

Nivel	P (ton)	M (ton.m)	V (ton)
Nivel 7	6.33	83.86	15.93
Nivel 6	13.16	78.06	31.48
Nivel 5	19.56	95.29	56.29
Nivel 4	25.34	228.13	78.15
Nivel 3	30.13	434.05	96.66
Nivel 2	33.60	710.32	116.08
Nivel 1	35.40	970.84	102.30

6. Análisis por cargas verticales

Del análisis por cargas de gravedad obtendremos las solicitaciones en cada uno de los elementos debido a las cargas vivas y muertas. Para ello, usaremos el software SAP2000. Para los elementos horizontales, en primer lugar, se procederá a realizar el metrado de cargas usando el método de área tributarias. En segundo lugar, se crearán modelos en el SAP2000 los cuales representarán en geometría y cargas a los elementos estructurales. Finalmente, se obtendrán los diagramas de fuerza cortante, momento flector y fuerza axial. Para los elementos verticales, las solicitaciones por cargas de gravedad los obtendremos con ayudas de cuadros en Excel.

6.1. Análisis de losa aligerada

El análisis de una losa aligerada consiste en tomar una vigueta típica y asignarle la carga para un ancho tributario de 40cm. Para realizar el metrado de cargas, primero debemos de definir los pesos de los distintos elementos y la carga viva según el tipo de uso, los cuales se encuentran establecidos en la norma E.020 Cargas. A continuación, se mostrarán las cargas a usar en el análisis.

- Peso del Aligerado de 20 cm = 300 kg/m²
- Peso del piso terminado de 5cm = 100kg/m²
- Tabiquería = 1350 kg/m³
- Carga viva = 200 kg/m²

Según la arquitectura, los tabiques tienen un espesor de 0.15 m. Además, la altura de estos elementos dependerá de su ubicación. Si se encuentra debajo de una viga, la altura del tabique será de 2.4 m. En caso de encontrarse debajo de un paño de losa, tendrá una altura de 2.7 m

En este capítulo se desarrollará el análisis de la losa comprendida entre los ejes A y J. En la figura 6.1 se muestra la vigueta representativa de dicha losa, el cual tiene una longitud total de 21.80 m dividido en 5 luces.

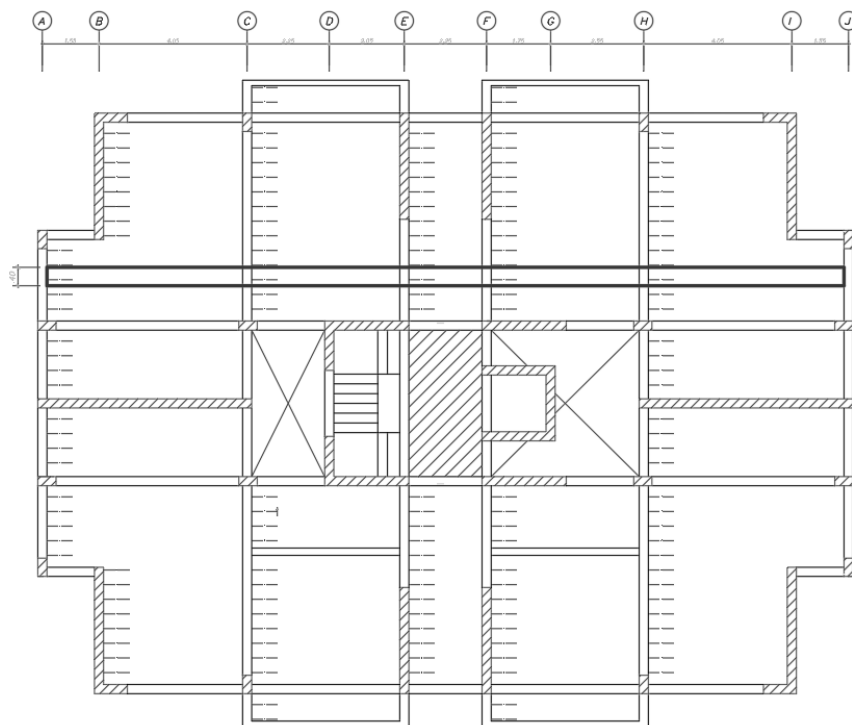


Figura 6.1 Vigueta a analizar

En este caso, la carga muerta está compuesta por 3 factores: el peso propio de la losa, el piso terminado y las cargas puntuales de los tabiques. Las 2 primeras cargas mencionadas generan en la vigueta una carga distribuida lineal. Para calcular dicha carga se debe de multiplicar la carga distribuida por metro cuadrado por el ancho tributario de la vigueta que en este caso es de 0.40 m. Por otro lado, para calcular la carga puntual que generan los tabiques, debemos de multiplicar el peso específico del tabique por su espesor, su altura y por el ancho tributario de la vigueta. A continuación, se procederá a realizar dichos cálculos.

$$W_{Dead} = (0.3 + 0.1) \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 \text{ m}$$

$$W_{Dead} = 0.16 \frac{ton}{m}$$

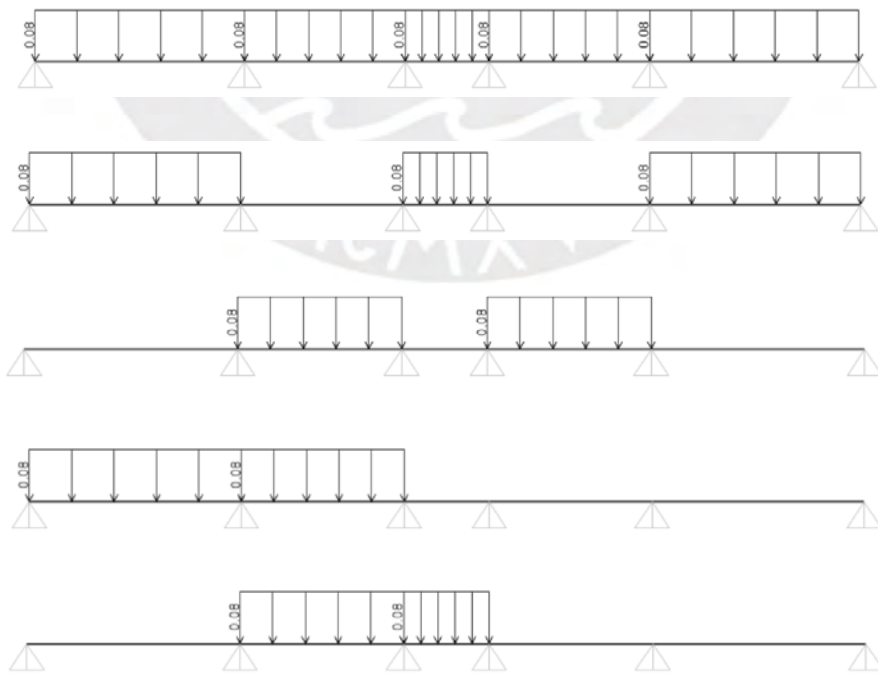
$$P_{Dead} = 1.35 \frac{ton}{m^3} \times 0.15 m \times 2.7 m \times 0.4 m$$

$$P_{Dead} = 0.22 ton$$

La carga viva está compuesta sólo por la sobrecarga. En este caso dicha carga es de 200 kg/m². Este generará una carga distribuida lineal el cual se calculará multiplicando la sobrecarga por el ancho tributario de la vigueta.

$$W_{Live} = 0.20 \frac{ton}{m^2} \times 0.4 m^2 = 0.08 ton/m$$

Una vez obtenido ello, se procede a modelar la vigueta en el software SAP2000 y colocar las cargas en servicio calculadas anteriormente. Se debe de tener en cuenta que, para calcular las solicitaciones más críticas, la norma menciona que se debe de realizar la alternancia de carga viva. A continuación, se muestra los casos de alternancia de carga viva que se considerará en el análisis.



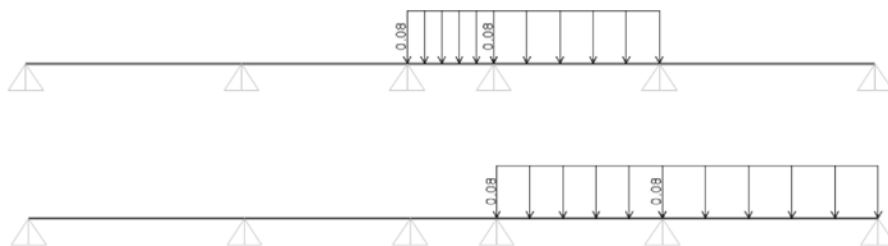


Figura 6.2 Casos de alternancia de carga viva

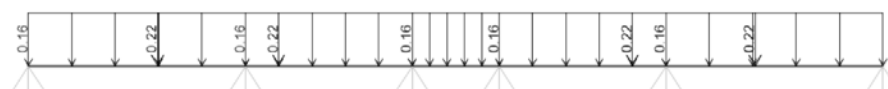
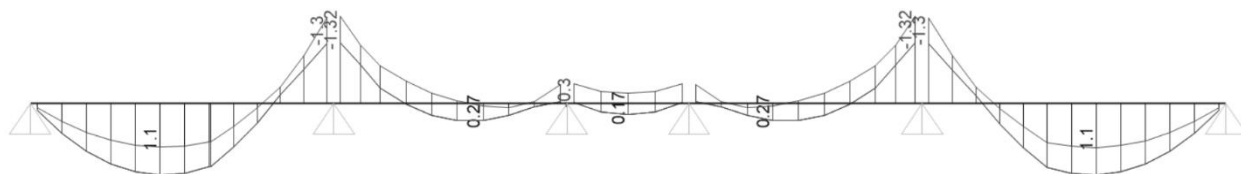


Figura 6.3 Carga muerta en servicio

Luego de calcular las cargas en servicio actuantes en la vigueta, debemos obtener las cargas últimas. Para ello, la norma E.060 indica que para este tipo de elementos se debe de utilizar la siguiente combinación.

$$U = 1.4 \text{ Dead} + 1.7 \text{ Live}$$

Para calcular los diagramas de momento flector y fuerza cortante en la vigueta con la ayuda del SAP2000, se procede a definir la combinación de carga mostrada anteriormente para cada caso de carga viva. Por último, se procede a crear una envolvente para obtener las solicitaciones máximas de todos los casos de alternancia de carga viva. Al realizar ello, se obtiene los siguientes resultados, los cuales estarán en toneladas y metros.



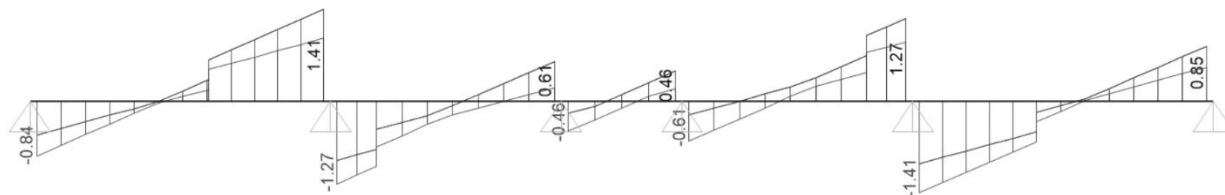


Figura 6.4 Resultados del análisis estructural

Debido a que la carga muerta distribuida es el doble que la carga viva distribuida, es posible que el efecto de alternancia de carga viva no genere variaciones considerables en comparación a un análisis sin dicha alternancia. Para verificar ello, a continuación, se realizará un comparativo entre las solicitaciones generadas por estos 2 análisis.

Tabla 6.1 Comparación de momentos con y sin alternancia

	Sección	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Con Alternancia	M-ton.xm)	0		1.31		0.3	
	M+(ton.m)		1.1		0.27		0.17
Sin alternancia	M- (ton.m)	0		1.31		0.17	
	M+(ton.m)		1.05		0.19		0.01
Variación		0%	5%	0%	42%	76%	-

Se observa que, en las primeras secciones, los momentos son prácticamente los mismo para ambos casos. Sin embargo, en las secciones centrales el momento sí varía considerablemente. Esto se debe a que los momentos en tramos de luces cortas se ven muy influenciados por los momentos generados en las luces más largas. Al quitar la carga viva de las luces extremas, se evita que estas no levanten el diagrama de momentos. De esta forma, se obtienen momentos positivos mayores en los tramos centrales.

Si bien los porcentajes de variación son medianamente altos, las magnitudes de los momentos son pequeños. Por ello, no variaría el acero requerido. Conservadoramente, se realizará el diseño considerando la alternancia de carga viva.

6.2. Análisis de losa maciza

Para el caso de la losa maciza, el análisis estructural no se realizará en una dirección, sino en las dos direcciones. Esto se debe a que este elemento se encuentra apoyado en sus 4 bordes sobre vigas. Este tipo de análisis es posible realizarlo de forma simplificada con la ayuda de las tablas de Kalmanok; sin embargo, se realizará con el software SAP 2000.

La carga muerta estará compuesta por el peso propio y el piso terminado, mientras que la carga viva será la misma: 200kg/m².

$$\text{Peso propio} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.2\text{m} = 0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Entonces, la carga muerta total será de 0.58 ton/m². Para obtener el modelo en el SAP2000 se definió el material y la sección de la losa. Luego se dibujó la losa y se consideró que todos sus bordes se encontraban apoyados. Finalmente, se le añadieron las cargas. A continuación, se mostrarán los resultados obtenidos por el software.

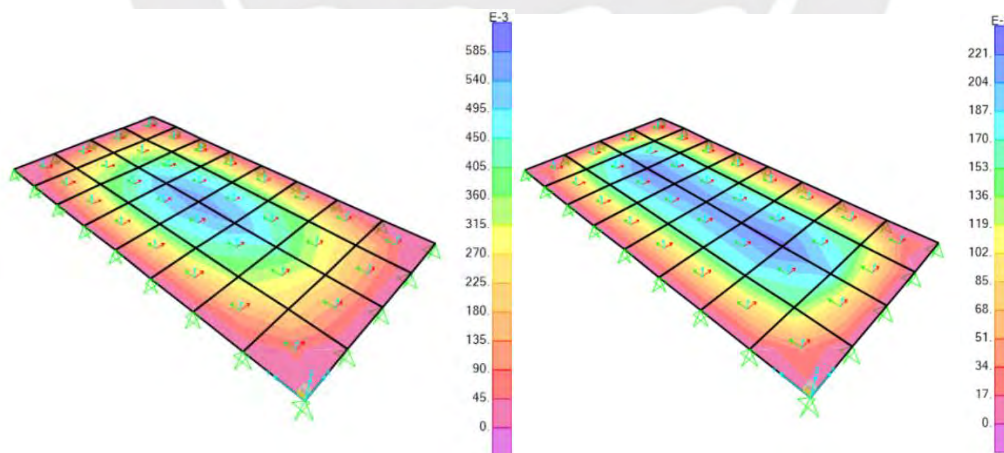


Figura 6.5 Momentos flectores en la losa maciza

Para poder diseñar este elemento, será necesario mostrar los momentos independientemente para ambas direcciones. A continuación, se mostrarán las solicitaciones obtenidas para las secciones centrales de la losa.

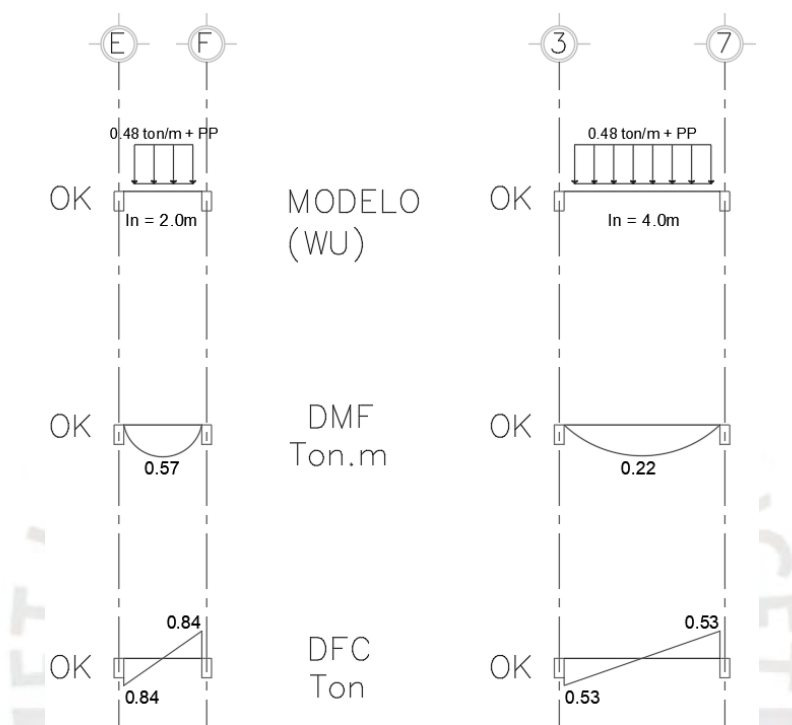


Figura 6.6 Solicitaciones por cargas de gravedad en la losa maciza

Para obtener los momentos negativos, se utilizará la siguiente fórmula.

$$Mu(-) = \frac{Wu * ln^2}{24}$$

Entonces, los momentos negativos serán 0.19 y 0.77 ton.m en las direcciones X e Y respectivamente. Como se observa, el mayor momento se encuentra en la sección de menor luz. Esto se debe a que la deflexión en el centro de la losa es la misma para ambas direcciones. Por ello, en la sección de menor luz se obtiene un radio de curvatura menor y ello genera mayores momentos. Por otro lado, se observa que la cortante máxima de la losa es de 0.84 ton.

6.3. Análisis de vigas

Al igual que para el análisis de losas aligeradas, para el análisis de las vigas se utilizará el método de áreas tributarias para calcular las cargas sobre este tipo de elementos. Es posible obtener los diagramas de momentos y cortantes del modelo generado en el ETABS. Sin embargo, las solicitaciones en las vigas se ven muy distorsionadas debido a las deformaciones axiales que se presentan en las columnas. Esto se debe a que el ETABS calcula las solicitaciones teniendo en cuenta el edificio completo, pero en realidad la edificación se construye piso a piso.

Entonces, para tener un análisis más preciso, la norma E.060 en el artículo 8.3.3 menciona que es posible obtener las solicitaciones en las vigas de pórticos asumiendo que las columnas se encuentran empotradas en sus extremos más lejanos tanto en el entrepiso superior como en el inferior. Este análisis se realizará con la ayuda del software SAP2000.

Como ejemplo, se realizará el análisis de la viga 12. Para realizar el metrado de cargas, se utilizarán los pesos mencionados en el análisis de las losas aligeradas. Además, el peso propio de los elementos no se metrá, ya que ello lo calculará el software SAP2000 automáticamente. Se debe de tener en cuenta que cada luz de la viga presenta cargas distintas, esto se debe a que sus áreas tributarias varían tal como muestra la figura 4.5.

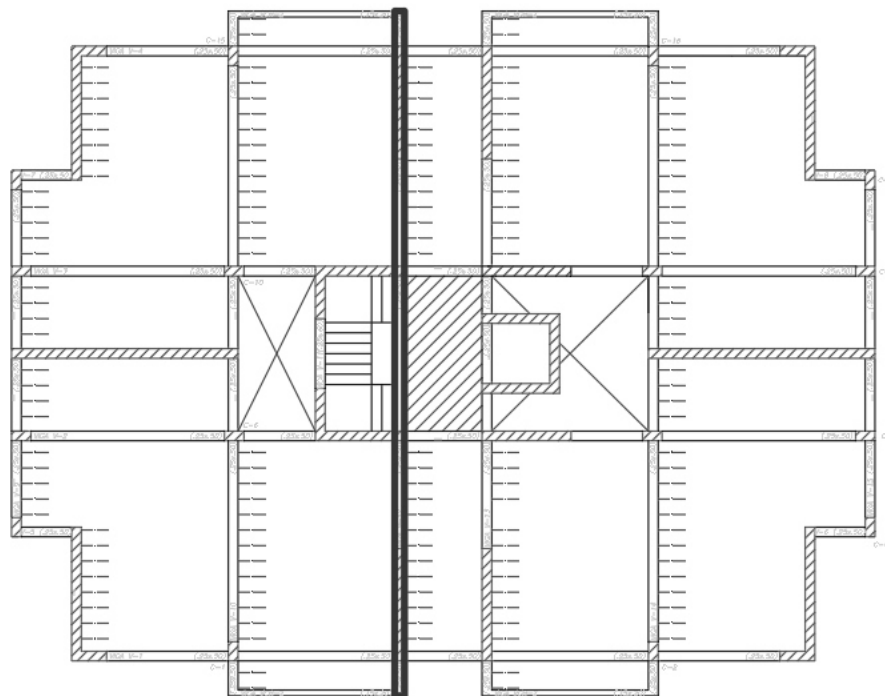


Figura 6.7 Viga 12 vista en planta

A diferencia de las losas aligeradas, en las vigas, para la estimación de la carga última intervienen 4 combinaciones adicionales las cuales involucran las solicitaciones de sismo. El cálculo de estas combinaciones se realizará en el capítulo de diseño. A continuación, se mostrará el metrado de cargas, el diagrama de momentos flectores y diagrama de fuerza cortante tanto para la carga muerta como para viva. Todos estos en unidades de toneladas y metros.

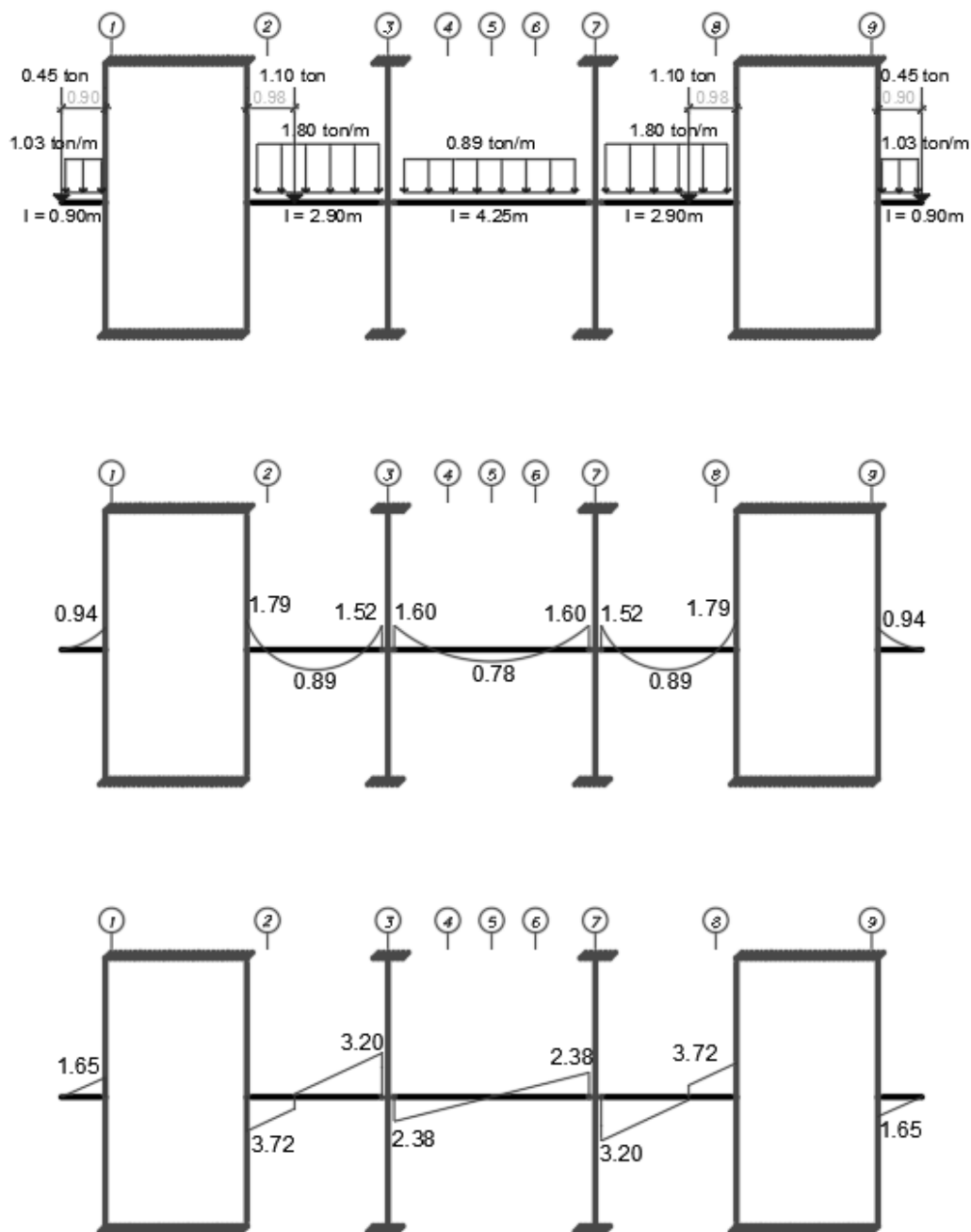


Figura 6.8 Análisis de la viga 12 por carga muerta

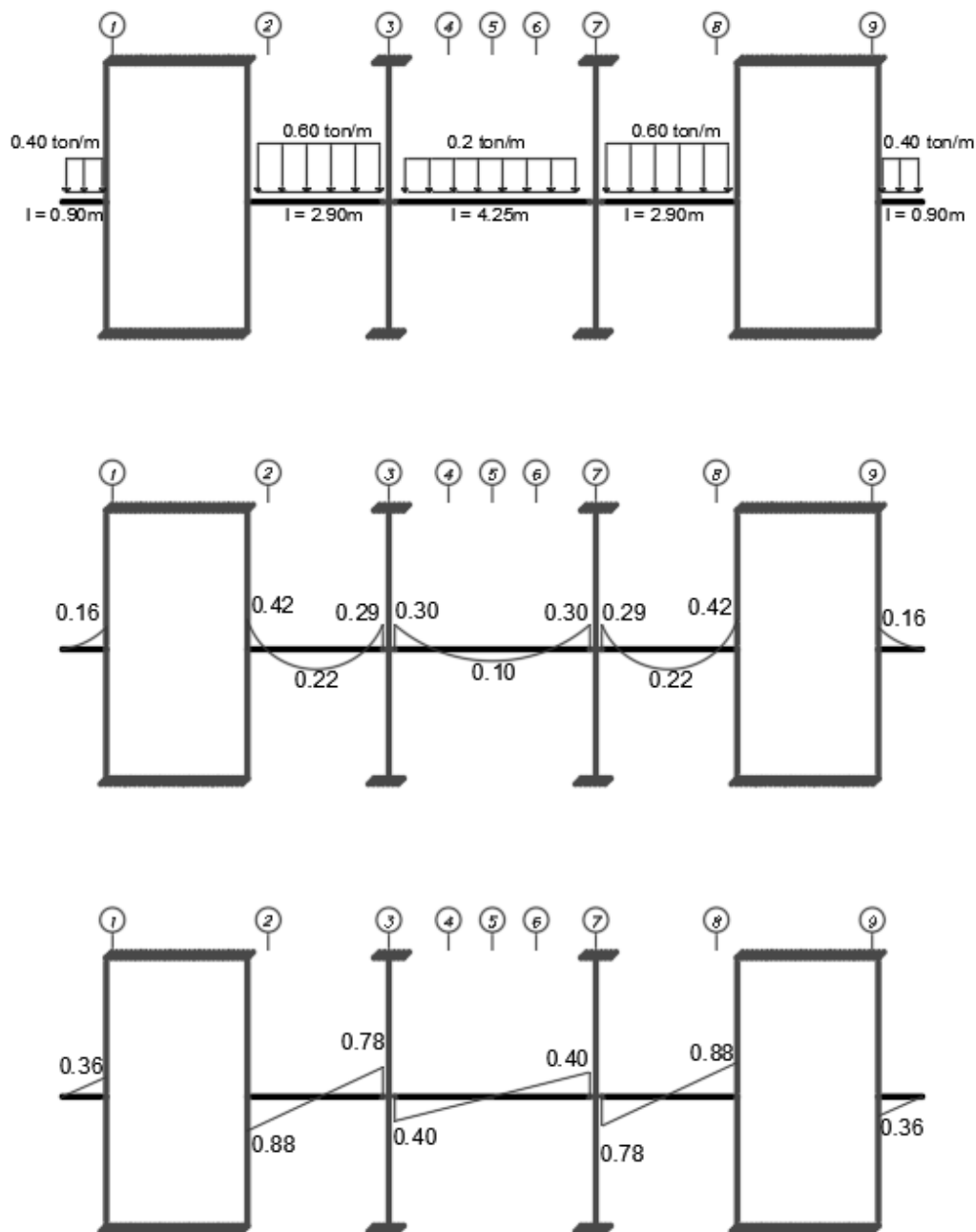


Figura 6.9 Análisis de la viga 12 por carga viva

6.4 Análisis de columnas

Al igual que con las vigas, las solicitaciones por cargas de gravedad en las columnas obtenidas por el ETABS están distorsionadas debido a que no se considera el proceso constructivo real de estos elementos. Ello afecta principalmente a la carga axial. Al tener mayor deformación en las

columnas, las vigas presentan mayores fuerzas cortantes, las cuales causan una variación en la fuerza axial de las columnas.

Se sabe que las losas se apoyan en las vigas, y las vigas terminan transmitiendo las cargas a las columnas. Por ello, ante cargas de gravedad, este tipo de elementos están sometidos principalmente a cargas axiales. Entonces, para calcular la fuerza axial actuante en una columna, debemos de definir el área tributaria de losa y, a partir de ello, calcular la carga al cual está sometido este elemento vertical.

Como ejemplo, se realizará el análisis de la columna 15. Para ello, se utilizarán las cargas definidas durante el análisis de las losas aligeradas. A continuación, se muestra el área tributaria de dicha columna, la cual es de 14 m².

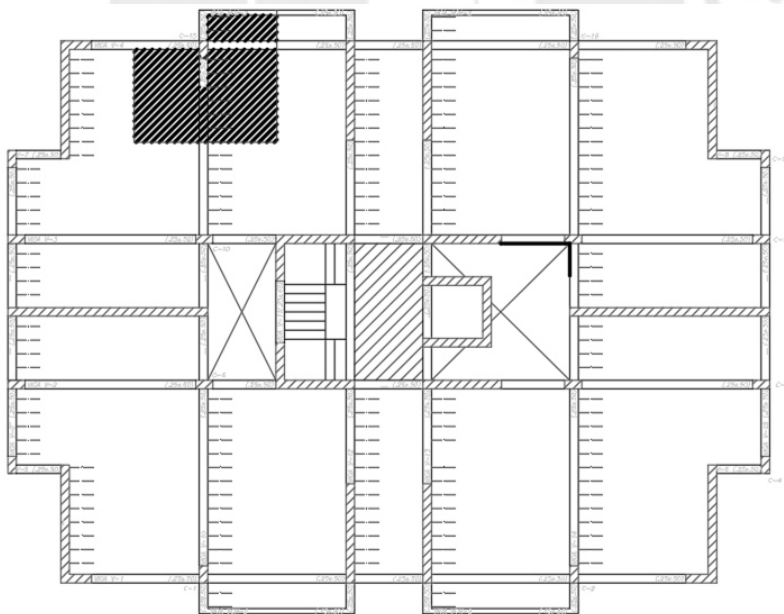


Figura 6.10 Área tributaria de la columna 15

La carga muerta estará compuesta por los pesos de la losa, del piso terminado, de los tabiques, de la viga y del propio elemento. Mientras que la carga viva únicamente estará compuesta por la

sobrecarga sobre la losa. La norma E.020 permite realizar una reducción de carga viva. A continuación, se mostrarán los resultados el metrado de cargas con y sin dicha reducción.

Tabla 6.2 Carga axial en la columna 11

Nivel	Área tributaria	P dead	P live sin reducción	P live con reducción
	m ²	ton	ton	ton
7	14	11.80	1.4	1.4
6	28	23.59	4.2	3.63
5	42	35.39	7	5.26
4	56	47.18	9.8	6.71
3	70	58.98	12.6	8.05
2	84	70.77	15.4	9.32
1	98	82.57	18.2	10.53

Además de cargas axiales, las columnas también están sometidas a momentos flectores y fuerzas cortantes. Este tipo de solicitaciones por cargas de gravedad suelen ser mucho menores que por cargas de sismo. Además, las columnas internas presentan vigas en sus cuatro caras. Ello hace que los momentos en una cara sean equilibrados por los momentos en la cara opuesta. Al tener momentos menores, también se tendrá fuerzas cortantes menores. A continuación, se mostrarán los momentos y cortantes en las dos direcciones obtenidos por el ETABS.

Tabla 6.3 Momentos y cortantes en la columna 15 por carga muerta

Nivel	Mx	My	Vx	Vy
	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf
Nivel 7	3.53	-0.51	-0.35	2.73
Nivel 6	3.18	-0.48	-0.33	2.14
Nivel 5	3.23	-0.45	-0.31	2.23
Nivel 4	3.23	-0.4	-0.28	2.22
Nivel 3	3.13	-0.33	-0.23	2.17
Nivel 2	3.52	-0.25	-0.18	2.34
Nivel 1	1.19	-0.07	-0.07	1.28

Tabla 6.4 Momentos y cortantes en la columna 11 por carga viva

Nivel	M _x tonf-m	M _y tonf-m	V _x tonf	V _y tonf
Nivel 7	1.07	-0.1	-0.07	0.72
Nivel 6	1.11	-0.09	-0.06	0.77
Nivel 5	1.11	-0.08	-0.058	0.76
Nivel 4	1.11	-0.07	-0.050	0.76
Nivel 3	1.08	-0.06	-0.040	0.74
Nivel 2	1.21	-0.03	-0.026	0.80
Nivel 1	0.41	-0.01	-0.009	0.44

Como se esperaba, los momentos y cortantes tanto por carga viva como por muerta son despreciables. Entonces, el diseño se realizará en base a estos últimos valores.

6.5 Análisis de muros

Los muros, ante cargas de gravedad, tienen un comportamiento similar a las columnas. Estos elementos también sostienen una parte de losa. Ello causa esfuerzos axiales y momentos flectores. En el caso de estos elementos, al tener áreas transversales importantes, no existen grandes deformaciones axiales, por lo que las solicitaciones provenientes del ETABS tendrían menor error que en el caso de las columnas. Sin embargo, para tener mayor precisión en el diseño, el cálculo de la fuerza axial se realizará con el método de áreas tributarias. Como ejemplo, se realizará el metrado de cargas y el cálculo de la fuerza axial del muro 5. A continuación, se muestra el área tributaria de este elemento.

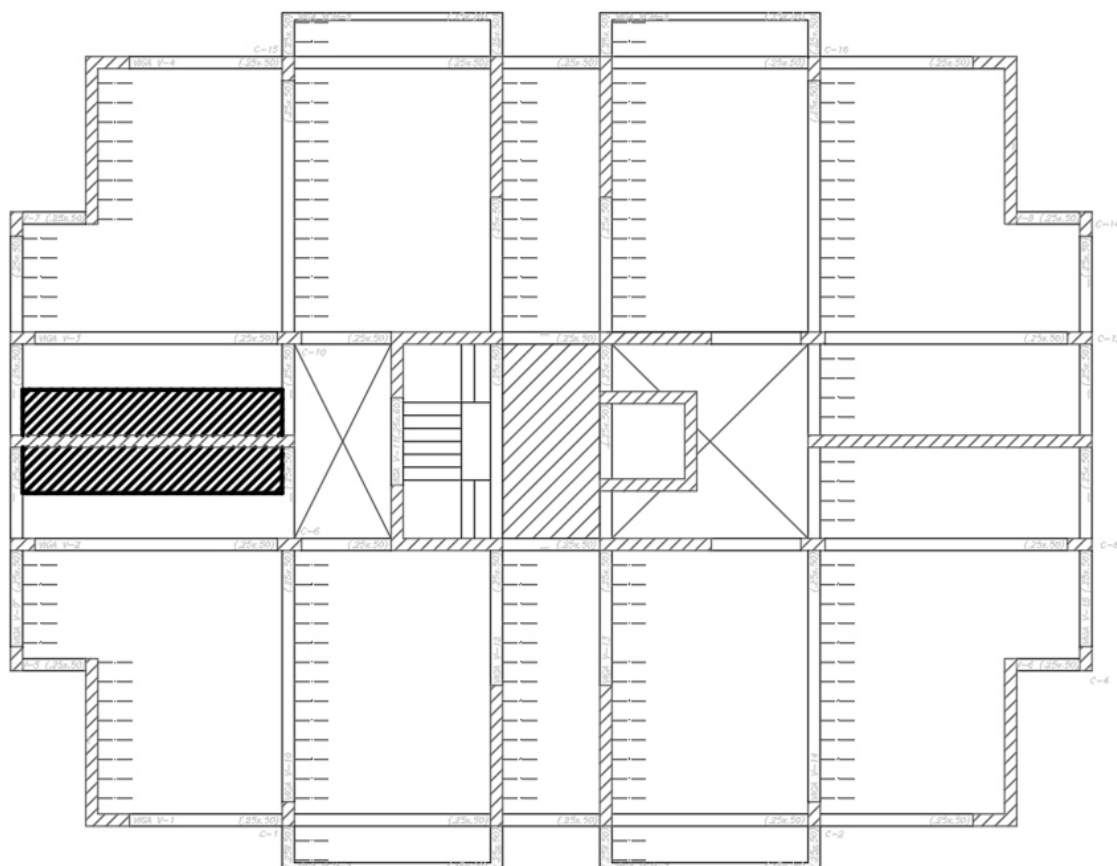


Figura 6.11 Área tributaria del muro 5

Tabla 6.5 Carga axial en el muro 5

Nivel	Área tributaria	P dead	P live sin reducción	P live con reducción
	m ²	ton	ton	ton
7	11.4	17.18	1.14	1.14
6	22.8	34.35	3.42	3.18
5	34.2	51.53	5.7	4.60
4	45.6	68.70	7.98	5.84
3	57	85.88	10.26	6.99
2	68.4	103.06	12.54	8.07
1	79.8	120.23	14.82	9.10

En el caso de los momentos flectores y fuerzas cortantes para en los muros, dichas solicitaciones serán mucho menores que las solicitaciones provenientes por el análisis sísmico. Es decir, serán prácticamente despreciable en el diseño. Por ello, con fines prácticos, se utilizarán las solicitaciones provenientes del ETABS.

Tabla 6.6 Momentos y cortantes en el muro 5 por carga muerta

Nivel	Mx	My	Vx	Vy
	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf
Nivel 7	0.010	1.8	1.77	0.0048
Nivel 6	0.0029	4.57	1.46	0.002
Nivel 5	0.0035	6.94	1.55	0.0024
Nivel 4	0.0030	9.58	1.87	0.0022
Nivel 3	0.0020	12.23	2.24	0.0015
Nivel 2	-0.00069	13.93	2.44	-0.0001
Nivel 1	-0.00062	8.82	1.21	-0.0006

Tabla 6.7 Momentos y cortantes en el muro 5 por carga viva

Nivel	Mx	My	Vx	Vy
	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf
Nivel 7	0.0012	1.16	0.27	0.0011
Nivel 6	0.00061	1.44	0.41	0.0004
Nivel 5	0.00069	2.04	0.50	0.0005
Nivel 4	0.00058	2.77	0.61	0.0004
Nivel 3	0.00032	3.51	0.73	0.0003
Nivel 2	-0.00040	3.91	0.80	-0.0002
Nivel 1	-0.00023	1.97	0.40	-0.0002

Como se observa, los momentos y cortantes obtenidos por cargas de gravedad en este elemento son muy bajas a comparación a las solicitaciones sísmicas. En la siguiente tabla se muestra la poca implicancia que tienen estas solicitaciones en el diseño.

Tabla 6.8 Comparación de momentos en servicio por cargas sísmicas y de gravedad

Nivel	My Gravedad tonf-m	My Sismo tonf-m	My Grav./Sismo %
Nivel 7	2.96	83.86	3.53%
Nivel 6	6.01	78.06	7.70%
Nivel 5	8.98	95.29	9.42%
Nivel 4	12.35	228.13	5.41%
Nivel 3	15.74	434.05	3.63%
Nivel 2	17.84	710.32	2.51%
Nivel 1	10.79	970.84	1.11%

6.6 Análisis de escaleras

El análisis de las escaleras es similar al análisis de las losas. Es decir, se analiza una sección representativa de 1m de ancho. En el caso de la edificación en estudio, observamos que la escalera se encuentra apoyada en la viga 12 y en los muros del eje D. A continuación, se muestra el arreglo de la escalera en planta.

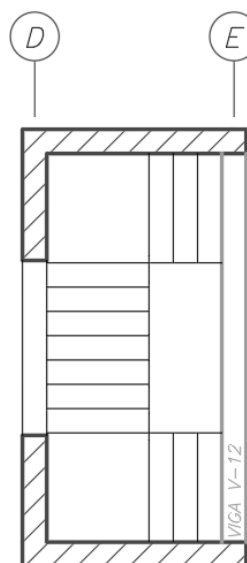


Figura 6.12 Arreglo de la escalera

Como se observa, existe un tramo paralelo a la viga 12 el cual se encuentra apoyada en sus extremos en muros. También presenta 2 tramos los cuales se apoyan en la viga mencionada y en los muros. En el primer nivel, existirá un tramo corto de escalera el cual estará apoyada en la cimentación y no en la viga. Sin embargo, el análisis de este tramo será el mismo ya que se le considerará apoyado. Entonces, para el análisis de la escalera se tendrán los siguientes modelos.

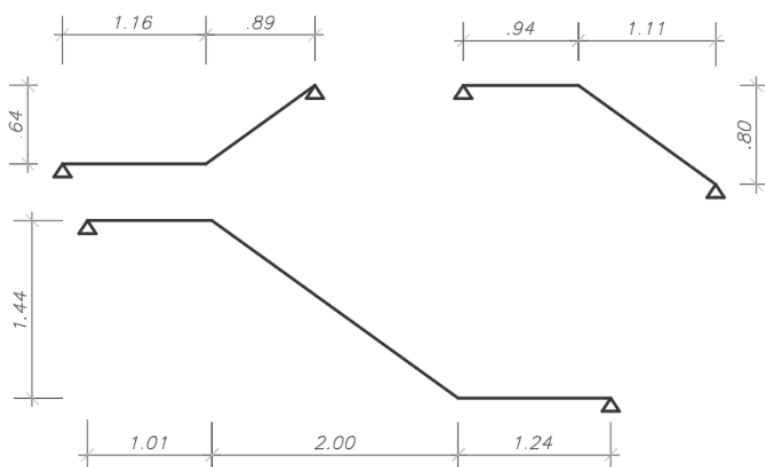


Figura 6.13 Modelo de la escalera para el análisis estructural

En este caso, se ha definido que los descansos tendrán un espesor de 20 cm mientras que la garganta de la escalera será de 15 cm. La norma E.020 define que la carga viva en las escaleras destinadas a multifamiliares es de 200 kg/m². Por otro lado, el peso de la escalera proyectado en la horizontal es de 0.66 ton/m² y del descanso es de 0.48 ton/m². Además, el peso del piso terminado es de 0.1 ton/m².

En este caso se mostrará el análisis para el tramo central de la escalera, el cual tiene la luz más extensa. Como se observa, los descansos en los extremos de este tramo soportan las cargas provenientes de los otros dos tramos perpendiculares. Esto se tomará en cuenta en el metrado de cargas. A continuación, se muestran el diagrama de cargas, y diagrama de solicitaciones.

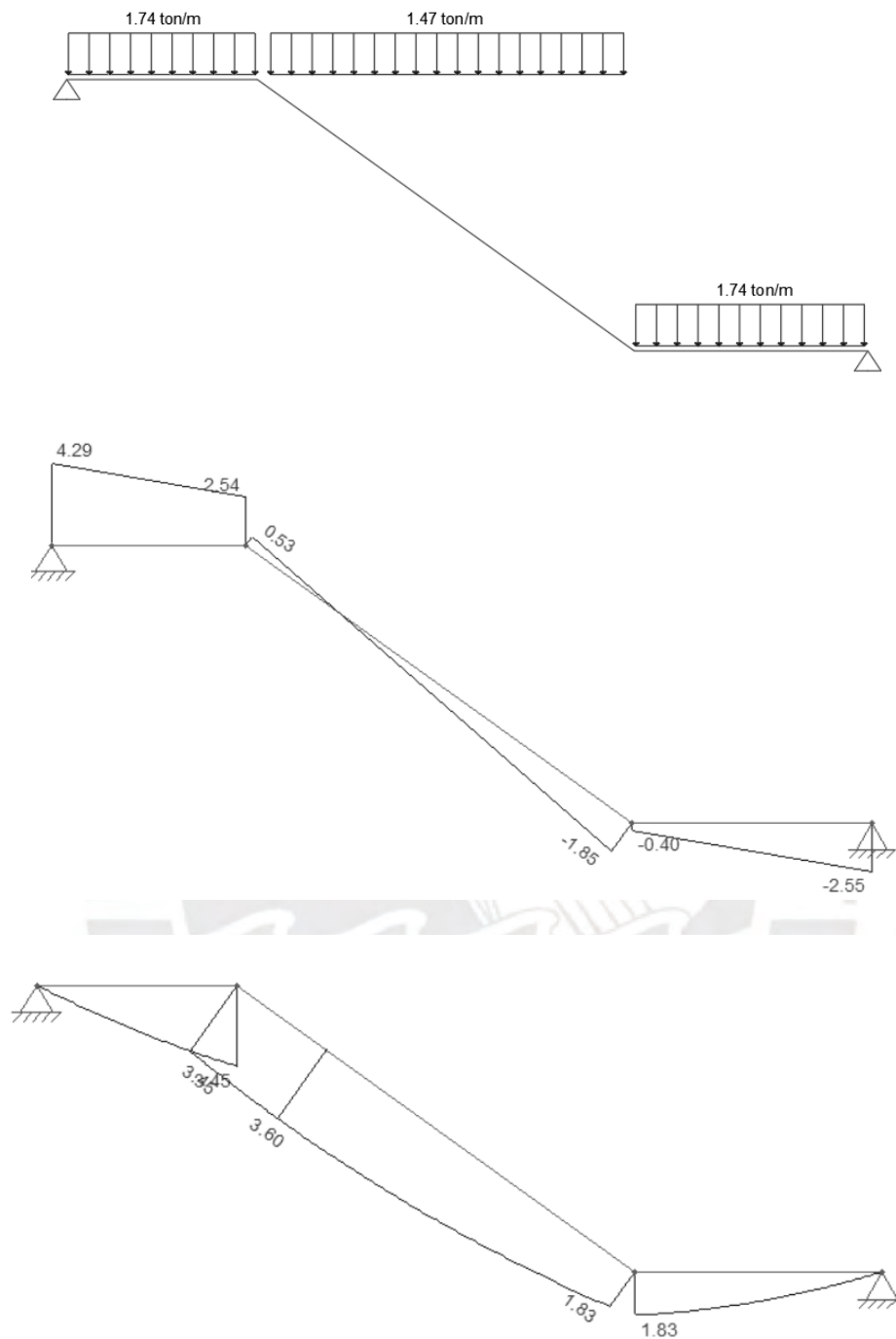


Figura 6.14 Análisis de la escalera por cargas de gravedad

7. Diseño de elementos

Para el diseño de elementos de concreto armado, según la norma E.060, se utilizará el diseño por resistencia. Este método consiste en amplificar las solicitaciones en servicio y reducir las resistencias nominales de los elementos. A las solicitaciones amplificadas se les conoce como cargas últimas, mientras que a las resistencias reducidas se les conoce como resistencias de diseño. En todo elemento, las resistencias de diseño deben de ser por lo menos igual a las resistencias requerida utilizando las fuerzas amplificadas y combinaciones de carga.

$$\phi R_n \geq R_u$$

En el capítulo 9 de la norma E.060, se muestran los factores de amplificación para las distintas combinaciones de carga. En total, se considerarán 5 combinaciones de carga.

$$U_1 = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U_2 = 1.25 * (CM + CV) + S$$

$$U_2 = 1.25 * (CM + CV) - S$$

$$U_3 = 0.9 * (CM) + S$$

$$U_3 = 0.9 * (CM) - S$$

Asimismo, en el mismo capítulo se especifican los factores de reducción de resistencia (ϕ) para los distintos tipos de resistencias. A continuación, se mostrarán dichos factores.

- Flexión puro $\phi=0.90$
- Carga axial de tracción con o sin flexión $\phi=0.90$
- Carga axial de compresión con o sin flexión $\phi=0.70$ (Estribos)
- Carga axial de compresión con o sin flexión $\phi=0.75$ (Espiral)
- Cortante y Torsión $\phi=0.85$

Para simplificar el diseño, la norma indica las hipótesis de diseño. En primer lugar, se debe de considerar la hipótesis de Navier, la cual supone que las secciones planas, permanecerán planas. Por ello, las deformaciones unitarias deben considerarse proporcionales a la distancia al eje neutro. En segundo lugar, se debe de considerar que la deformación máxima unitaria en el concreto es de 0.003. En tercer lugar, se despreciará la resistencia a tracción del concreto. En cuarto lugar, para la relación entre la distribución de esfuerzos y las deformaciones unitarias se tomará el modelo del bloque de compresiones.

Se debe de tener en cuenta que para elementos que tengan responsabilidad sísmica, la norma establece consideraciones especiales de diseño. Dichas consideraciones ayudan a que estos elementos tengan fallas dúctiles y no frágiles. Para lograr ello, se debe de buscar que la falla sea por flexión y no corte. Las fallas por flexión son fallas dúctiles y generan rótulas plásticas.

7.1 Diseño de losa aligerada

Estos elementos se encargan de soportar y transmitir las cargas de los ocupantes hacia las vigas. Como se mencionó en el capítulo de predimensionamiento, las losas aligeradas tendrán un peralte de 20 cm. Al igual que el análisis estructural, el diseño de estos elementos se realiza en base a una vigueta representativa. Dicha vigueta tiene forma de T y a continuación se muestran sus dimensiones.

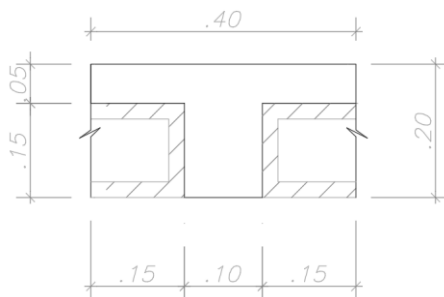


Figura 7.1 Vigueta típica de losa aligerada

Una vigueta, al estar apoyado en sus extremos en las vigas, está sometida a flexión y corte. Para que el elemento pueda resistir el primer tipo de sollicitación mencionada, se debe de colocar varillas longitudinales de acero. Esto no se realiza para soportar las fuerzas de corte. En este caso, sólo se verificará que la resistencia del elemento sea mayor a la fuerza última.

7.1.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión de la losa aligerada consiste en calcular el acero longitudinal necesario para que el elemento pueda resistir las fuerzas de tracción que se originan a lo largo de la vigueta debido a los momentos flectores. Se conoce que, para momentos positivos, será necesario colocar el acero en la parte inferior de la sección, mientras que, para momentos negativos, se colocarán en la parte superior. El cálculo del refuerzo necesario se basará en el equilibrio en el estado límite de la sección. En dicha condición, la resistencia de la sección deberá cumplir con la ecuación primordial del diseño en concreto armado.

$$M_u \leq \phi M_n$$

En este caso, debido a que el diseño es a flexión pura, el valor del factor de reducción de resistencia (ϕ) tomará el valor de 0.9.

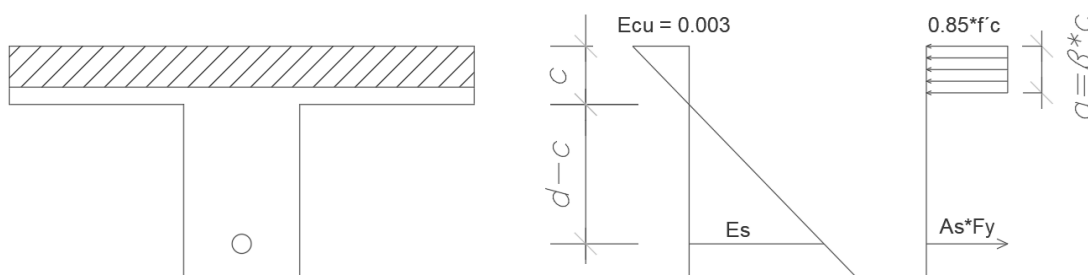


Figura 7.2 Estado límite de una vigueta en flexión positiva

En la figura 7.2 se observa el diagrama de fuerzas en el estado límite de la sección. Como se mencionó anteriormente, la norma permite simplificar este cálculo a través de la hipótesis del bloque de compresiones. A partir de dichas fuerzas y momentos en la sección, se plantean las siguientes ecuaciones de equilibrio.

$$0.85 * f'c * b * a = fy * As$$

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

El valor de b representa el ancho de la viga. En este caso será 40 cm para momentos positivos y 10 cm para momentos negativos. Por otro lado, el valor de a representa la altura del bloque de compresiones, el cual se calcula con la siguiente manera.

$$a = \beta * c$$

$$\text{Si, } 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ entonces } \beta = 0.85$$

$$\text{Si, } 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < f'c < 560 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ entonces } \beta \text{ debe interpolarse entre } 0.85 \text{ y } 0.65$$

$$\text{Si, } f'c \geq 560 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ entonces } \beta = 0.65$$

En este caso, debido a que el concreto a utilizarse en el diseño es de 210 kg/cm², el valor de $\beta=0.85$. A partir de las ecuaciones del estado límite, podemos plantear las siguientes ecuaciones las cuales nos permitirán calcular el acero de refuerzo necesario en cada sección.

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{|Mu|}{0.9 * 0.85 * f'c * b}}$$

$$A_s = \frac{|Mu|}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Por otro lado, la norma también limita el acero mínimo a colocar en una sección. Sin embargo, las fórmulas para el acero positivo y negativo son distintas.

$$A_{smin(+)} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin(-)} = 1.2 * \frac{Fr * I_g}{\phi * f_y * y_t * (0.95d)} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Cada resaltar que la norma específica que no es necesario cumplir con los requisitos de acero mínimo si el área de acero en tracción proporcionada es por lo menos cuatro tercios del área requerida. (Norma E.060). En cuanto al acero máximo, la norma menciona que este deberá de ser el 75% del acero balanceado. A continuación, se muestra el cálculo de ello.

$$A_{máx(+)} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * f'_c * \beta * \left(\frac{0.003 * d}{0.003 + 0.0021} \right) * b}{f_y} \right) = 10.84$$

$$A_{máx(-)} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * f'_c * \beta * \left(\frac{0.003 * d}{0.003 + 0.0021} \right) * b_w}{f_y} \right) = 2.71$$

Luego de obtener estos límites, se puede obtener la cantidad de acero para el diseño de la losa aligerada. En la siguiente tabla, se muestran los valores obtenidos con las fórmulas mostradas anteriormente, así como las varillas de diseño para la vigueta analizada en el capítulo anterior, la cual está ubicada entre los ejes A y J.

Tabla 7.1 Cálculo de acero longitudinal en la vigueta

Sección	Mu (ton.m)	As requerido (cm ²)	As min (cm ²)	As max (cm ²)	Barras
S1	-0.43	0.7	0.99	2.71	1 ϕ 1/2"
S2	1.1	1.77	0.41	10.48	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 8mm
S3	-1.32	2.48	0.99	2.71	2 ϕ 1/2
S4	0.27	0.42	0.41	10.48	1 ϕ 3/8"
S5	-0.3	0.48	0.99	2.71	1 ϕ 3/8"
S6	0.17	0.27	0.41	10.48	1 ϕ 3/8"

En cuanto a la longitud de las varillas, la norma exige no cortar el acero en los puntos teóricos donde el momento es nulo, sino se debe de extender la longitud de desarrollo según el diámetro de la varilla. En este caso, los puntos teóricos de momentos nulos los obtendremos del SAP2000. En la siguiente tabla, se muestran las longitudes de desarrollo mínimo que establece la norma para un concreto de f'_c 210 kg/cm².

Tabla 7.2 Longitudes de desarrollo de varillas de acero

Ubicación	Barra	Ld mínimo
Inferior	8mm	28 cm
	3/8"	34 cm
	1/2"	45 cm
Superior	8mm	37 cm
	3/8"	44 cm
	1/2"	58 cm

7.1.2. Verificación por cortante

Debido a que en las viguetas no se colocan refuerzos transversales para soportar los esfuerzos de corte, lo que se debe de hacer es comprobar que la resistencia de la sección sea mayor a la fuerza solicitada en lo largo del elemento. La norma permite estimar la resistencia a corte con la siguiente fórmula.

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

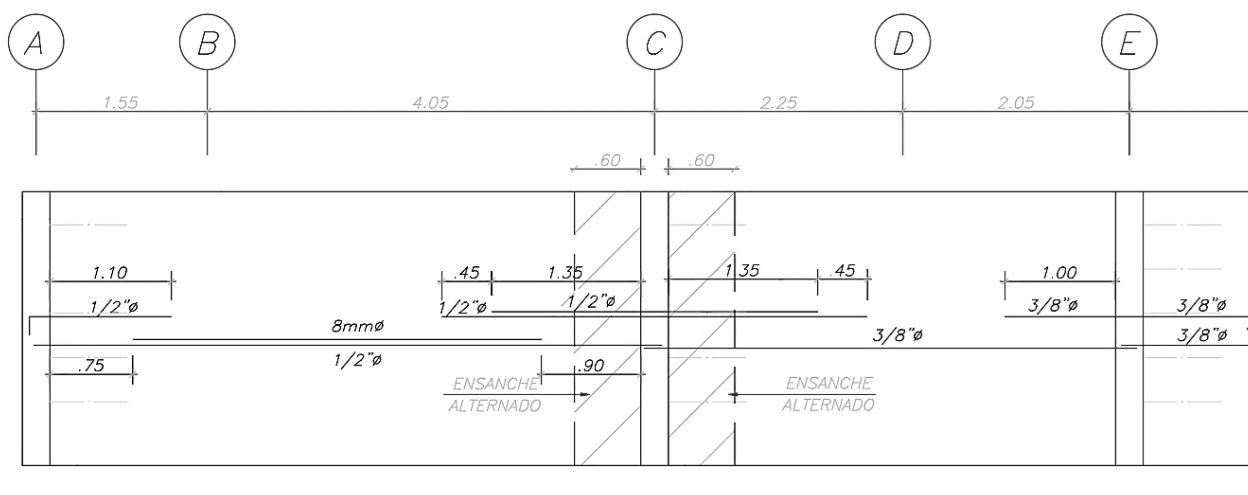
El factor de amplificación de 1.1 sólo se utilizan para el cálculo de la resistencia a corte en viguetas. Es decir, en el caso de las vigas u otros elementos no se debe de tomar en consideración esta sobre resistencia del 10%. Además, en este caso, el factor de reducción de resistencia ϕ será de 0.85.

$$\phi V_{c1} = 1.22 \text{ ton}$$

Del análisis estructural, obtuvimos que la cortante máxima era de 1.41 ton. Es decir, la resistencia de la sección es insuficiente. Una de las formas de aumentar dicha resistencia, es utilizar el ensanche alternado, el cual consiste en retirar los ladrillos de techo de forma alternada. A continuación, se muestra el cálculo de ello.

$$\phi V_{c2} = 1.1 * \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(bw + \frac{bf - bw}{2} \right) * d = 3.05 \text{ ton}$$

La longitud del ensanche estará definida por ϕV_{c1} . En la intersección del diagrama de fuerza cortante con la resistencia de 1.22 ton será el término del ensanche. Para ello, utilizaremos el SAP2000. A continuación, se muestra el diseño final de la vigueta.



$$As_{min} = 0.0012 * 100cm * 20cm = 2.4 cm^2$$

Para el acero máximo a flexión, se utilizará la misma fórmula que para el de la losa aligerada. Es decir, dicho límite será el 75% del acero balanceado.

$$Amáx(+)= 0.75 * \left(\frac{0.85 * f'_c * \beta * \left(\frac{0.003 * d}{0.003 + 0.0021} \right) * b}{f_y} \right) = 27.1 cm^2$$

La luz más extensa que presenta la losa maciza de la edificación tiene una longitud de 4m. A continuación, se mostrará el cálculo de acero para los momentos en la dirección paralela a esta luz.

Tabla 7.3 Cálculo de acero para la losa maciza dirección Y

Sección	Mu (ton.m)	As requerido (cm2)	As min (cm2)	As max (cm2)	Barras
S1	-0.19	0.37	2.4	27.1	ϕ3/8"@.25
S2	0.22	0.34	2.4	27.1	ϕ3/8"@.25
S3	-0.19	0.37	2.4	27.1	ϕ3/8"@.25

Además, para satisfacer el acero mínimo por temperatura, será necesario por lo menos 6 varillas de 3/8".

$$As_{min}(temp) = 0.0018 * 100cm * 20cm = 3.5 cm^2$$

$$As_{min}(temp) = 6\phi 3/8"$$

Entonces, para satisfacer los requerimientos de flexión en esta dirección, proporcionaremos conservadoramente ϕ3/8"@.25 en ambas caras.

La luz más corta que presenta la losa maciza de la edificación tiene una longitud de 2m. A continuación, se mostrará el cálculo de acero para los momentos en la dirección paralela a esta luz.

Tabla 7.4 Cálculo de acero para la losa maciza dirección X

Sección	Mu (ton.m)	As requerido (cm2)	As min (cm2)	As max (cm2)	Barras
S1	-0.77	1.21	2.4	27.1	ϕ3/8" @ .25
S2	0.57	0.89	2.4	27.1	ϕ3/8" @ .25
S3	-0.77	1.21	2.4	27.1	ϕ3/8" @ .25

De igual forma que en la otra dirección, se colocará ϕ 3/8" @ .25 en ambas caras.

7.2.2 Verificación por corte

Debido a que en las losas no se colocan refuerzos transversales para soportar los esfuerzos de corte, lo que se debe de hacer es comprobar que la resistencia de la sección sea mayor a la fuerza solicitada en lo largo del elemento.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d = 11.1 \text{ ton}$$

Del análisis estructural, obtuvimos que la cortante máxima para ambas direcciones era de 0.84 ton. Es decir, la resistencia de la sección suficiente.

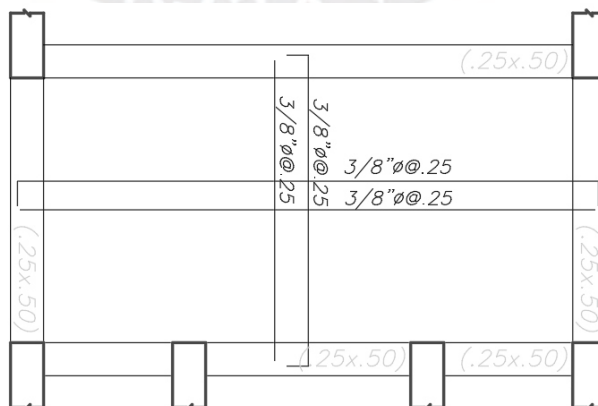


Figura 7.4 Diseño de losa maciza

7.3 Diseño de vigas

A diferencia de las losas, para el diseño de las vigas sí se tomarán en cuenta las solicitaciones sísmicas. Esto se debe a que estos elementos forman pórticos con las placas y columnas y, por ello, sí tienen solicitaciones sísmicas importantes. Por todo ello, la norma establece disposiciones especiales para las vigas sísmicas.

Para el diseño de las vigas, se utilizarán las mismas hipótesis usadas en el diseño de las losas aligeradas. Esto se debe a que en ambos casos se presentan flexión y cortante en una sola dirección. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, las vigas tienen mayor responsabilidad sísmica.

7.3.1 Diseño por flexión

La norma E.060 da requisitos distintos para vigas según el sistema estructural de la edificación. En el caso de la edificación en estudio, el sistema estructural es el de muros estructurales. A continuación, se listarán estos requisitos especiales para estas vigas.

- Se deberá de correr en todo lo largo de la viga al menos 2 barras de acero en cada cara. Es decir, en la una viga, mínimo deberá de disponerse 4 barras.
- No deberá de hacerse empalmes traslapados en una longitud de 2 veces el peralte de la viga medido desde la cara del elemento vertical.
- La resistencia M_n a flexión positiva en la cara del nudo, no debe ser menor a un tercio de la resistencia M_n a flexión negativa.
- La resistencia a momentos positivo y negativo en cualquier sección a lo largo de la viga debe ser mayor a la cuarta parte de la resistencia máxima de la viga.

Con lo mencionado anteriormente, se procederá a realizar el diseño de la viga V-12 del cuarto nivel. Esta viga, al tener una dirección perpendicular a las nervaduras de la losa

aligerada, soporta tanto las cargas de las losas como también sísmicas. Para calcular los momentos últimos, la norma establece que se deben de usar las siguientes combinaciones de carga.

$$U1 = 1.4 CM + 1.7CV$$

$$U2 = 1.25 * (CM + CV) + S$$

$$U3 = 0.9 * (CM) + S$$

A continuación, se mostrarán los momentos en servicio, los momentos últimos y la envolvente.

Tabla 7.5 Momentos en servicio de la viga V-12

CARGA		Volado	S1	S2	S3	S4	S5	S6
MUERTA	M-	0.94	1.79		1.52	1.6		1.6
	M+			0.89			0.78	
VIVA	M-	0.16	0.42		0.29	0.3		0.3
	M+			0.22			0.1	
SISMO	M+/-	0	21.51		16.20	5.15		5.15

Tabla 7.6 Momentos últimos de la viga V-12

CARGA		Volado	S1	S2	S3	S4	S5	S6
1.4 CM+1.7CV	M-	1.59	3.22		2.62	2.75		2.75
	M+			1.62			1.26	
1.25(CM+CV)±S	M-	1.38	24.27		18.46	7.53		7.53
	M+		21.51	1.39	16.20	5.15	1.10	5.15
0.9CM±S	M-	0.85	23.12		17.56	6.59		6.59
	M+		21.51	0.80	16.20	5.15	0.70	5.15
ENVOLVENTE	M-	1.59	24.27		18.46	7.53		7.53
	M+		21.51	1.62	16.20	5.15	1.26	5.15

El cálculo del acero a flexión se realizará con los momentos de la envolvente. Como se observa, el tomar en cuenta al sismo en ambos sentidos, genera fuertes momentos positivos y negativos en las caras de los nudos. Además, se observa que las sollicitaciones sísmicas

son mucho mayores que las solicitaciones por cargas de gravedad. Esto se debe a que en la edificación no existen luces muy extensas. También se debe a que la carga viva en la edificación es relativamente baja: 200 kg/m².

Para el cálculo del acero del volado, no se tomaron en cuenta las solicitaciones sísmicas. Esto se debe a que este tipo de vigas no soportan cargas sísmicas ya que no forman pórticos, sino sólo se encargan de soportar las losas de los balcones.

Los resultados del cuadro anterior nos ayudan a verificar que esta viga debe diseñarse tomándose en cuenta las consideraciones del capítulo 21 de la norma. En primer lugar, se procederá a calcular los límites de refuerzo que debe de llevar la viga. En este caso, la sección de la viga V-12 es de 25x50cm.

$$A_{smin} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{máx} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * f'_c * \beta * \left(\frac{0.003 * d}{0.003 + 0.0021} \right) * b}{f_y} \right) = 17.93 \text{ cm}^2$$

En segundo lugar, se procederá a calcular el acero requerido por las solicitaciones y se indicará el arreglo de las barras de acero. Para ello, se utilizarán las mismas fórmulas vistas en el diseño a flexión de las losas.

Tabla 7.7 Cálculo de acero para la viga V-12

Sección	Signo	Mu (ton.m)	As requerido (cm ²)	As min (cm ²)	As max (cm ²)	As inst	As inst (cm ²)	Mn (ton.m)
Volado	M-	1.59	0.94	2.72	17.93	2φ5/8"	4	7.24
	M+	0	0	2.72	17.93	2φ5/8"	4	7.24
S1	M-	24.3	17.46	2.72	17.93	2φ1"+2φ3/4"	15.88	25.0
	M+	21.5	15.00	2.72	17.93	3φ1"	15.3	24.3

S2	M-	0.0	0.00	2.72	17.93	2 ϕ 1"	10.2	17.2
	M+	1.6	0.96	2.72	17.93	2 ϕ 1"	10.2	17.2
S3	M-	18.5	12.48	2.72	17.93	2 ϕ 1"+2 ϕ 3/4"	15.88	25.0
	M+	16.2	10.72	2.72	17.93	2 ϕ 1"	10.2	17.2
S4	M-	7.5	4.65	2.72	17.93	2 ϕ 1"	10.2	17.2
	M+	5.2	3.13	2.72	17.93	2 ϕ 1"	10.2	17.2
S5	M-	0.0	0.00	2.72	17.93	2 ϕ 1"	10.2	17.2
	M+	1.3	0.75	2.72	17.93	2 ϕ 1"	10.2	17.2
S6	M-	7.5	4.65	2.72	17.93	2 ϕ 1"	10.2	17.2
	M+	5.2	3.13	2.72	17.93	2 ϕ 1"	10.2	17.2

A excepción del volado, en todas las luces se han corrido 2 varillas de 1". Además, en las secciones pegadas a los muros, se observa que el acero requerido sí es importante. En estas secciones, además de dotar de las 2 barras de 1", se colocarán 2 varillas de 3/4".

En tercer lugar, se verificará que el arreglo cumpla con los requisitos especiales mencionadas en la parte inicial de este acápite. Para ello, debemos de tener en cuenta que la resistencia máxima a flexión del elemento es de 25 ton.m.

Tabla 7.8 Verificación de momentos en la viga V-12

	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Mn - (ton.m)	25.03		25.03	17.22		17.22
Mn + (ton.m)	24.29		17.22	17.22		17.22
¿Mn+>1/3Mn- ?	OK		OK	OK		OK
¿Mni>1/4Mn max?	OK	OK	OK	OK	OK	OK

En cuanto a la longitud de los bastones de acero, la norma exige no cortar el acero en los puntos teóricos de corte, sino se debe de extender la longitud de desarrollo según el diámetro de la varilla. En este caso, los puntos teóricos de corte los obtendremos del SAP2000. A continuación, se muestra el diseño final por flexión.

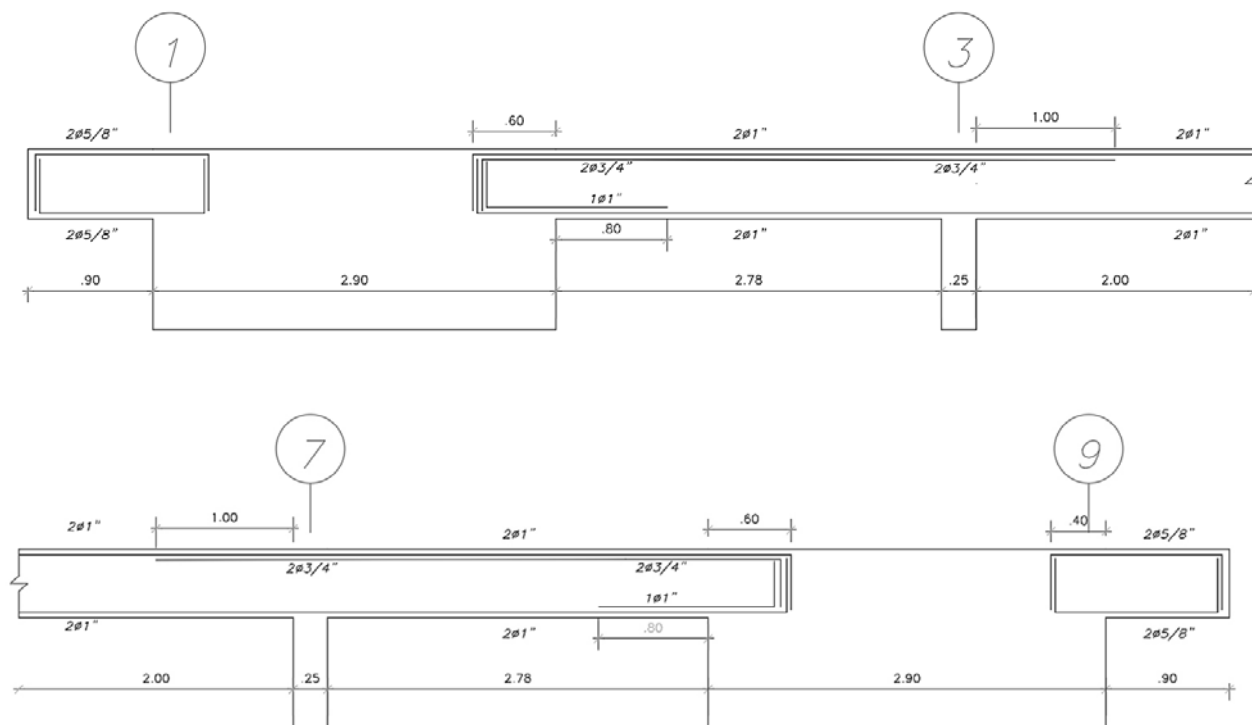


Figura 7.5 Diseño por flexión de la viga V-12

Este diseño corresponde al nivel 4 de la viga V-12. Como se vio, las cargas sísmicas predominan sobre las cargas por gravedad. En algunas secciones representa hasta el 90% de la carga última. A continuación, se muestran los momentos por cargas sísmicas de la viga V-12 para los distintos niveles de la edificación en ton.m.

Tabla 7.9 Momentos por sismo en todos los niveles de la V-12

	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Piso 7	18.49		12.94	7.22		7.22
Piso 6	20.79		15.92	5.45		5.45
Piso 5	21.6		16.37	5.5		5.5
Piso 4	21.51		16.2	5.15		5.15
Piso 3	20.11		15.05	4.52		4.52
Piso 2	16.53		12.29	3.48		3.48
Piso 1	10.21		7.51	1.96		1.96

Como se observa todos los niveles presentan momentos muy cercanos al nivel 4 diseñado. Por ello, el diseño visto anteriormente lo aplicaremos a todos los niveles a excepción del último nivel.

7.3.2 Diseño por corte y capacidad

A diferencia de las losas, en el caso de las vigas no sólo se hace una verificación por corte, sino también se calcula el diámetro de los estribos y el espaciamiento que deben de tener estos para que el elemento pueda soportar las solicitaciones. En toda sección, se debe de cumplir con la siguiente desigualdad.

$$\phi Vu \leq \phi(Vc + Vs)$$

En el caso de diseño por corte, el factor de reducción de resistencia ϕ es 0.85. Como ya se ha visto anteriormente, Vc representa la resistencia del concreto ante fuerzas de corte y se calcula con la siguiente fórmula.

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d = 8.64 \text{ ton}$$

En el caso de la viga V-12, al tener una sección de 25x50 cm, tendrá una resistencia nominal al corte de 8.64 ton. Luego de calcular Vc es posible obtener el valor mínimo que debe de tomar Vs y con la siguiente fórmula podemos obtener el espaciamiento necesario del refuerzo transversal.

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

S representa el espaciamiento de los estribos. En la edificación a diseñar, se utilizarán estribos de 3/8". Entonces Av será de 1.42 cm² (2 ramas).

Como se mencionó en la parte inicial de este capítulo, la norma establece requisitos especiales para elementos que tengan responsabilidad sísmica. Uno de estos requisitos es que el elemento sea diseñado para asegurar que la falla sea dúctil. Esto se logra a través del diseño por capacidad. Ante ello, la norma menciona que la fuerza cortante de diseño V_u no debe ser menor a V_{uc} el cual se calcula con la siguiente fórmula.

$$V_{uc} = \frac{\sum M_n}{l_n} + 1.25 * V_{isostático} \leq 2.5V_u$$

$$V_{uc} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{1.25(W_m + W_v) * l_n}{2} \leq 2.5V_u$$

Además, establece zonas de confinamientos con una longitud de 2 veces el peralte medido desde las caras de los nudos. En dichas zonas, la norma establece que el espaciamiento de los estribos debe ser menor que:

- $d/4$
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 24 veces el diámetro del estribo
- 30 cm

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos debe ser $d/2$.

Para la viga V-12, a continuación, se procederá a calcular las fuerzas cortantes últimas obtenidas a partir de las combinaciones de carga.

Tabla 7.10 Cortantes en servicio de la viga V-12

CARGA		Volado	S1	S2	S3	S4	S5	S6
MUERTA	V+	0.00			3.2			2.38
	V-	1.65	3.72			2.38		
VIVA	V+	0.00			0.78			0.4
	V-	0.36	0.88			0.4		
SISMO	V+/-	0	13.64	13.64	13.64	2.53	2.53	2.53

Tabla 7.11 Cortantes últimas la viga V-12

Carga		Volado	S1	S2	S3	S4	S5	S6
1.4 CM+1.7CV	V+				5.81			4.01
	V-	2.92	6.70			4.01		
1.25(CM+CV)±S	V+		13.64	13.64	18.61	2.53	2.53	6.00
	V-	2.51	19.39	13.64	13.64	6.00	2.53	2.53
0.9CM±S	V+		13.64	13.64	16.52	2.53	2.53	4.67
	V-	1.49	16.98	13.64	13.64	4.67	2.53	2.53
ENVOLVENTE	V±	2.92	19.39	13.64	18.61	6.00	2.53	6.00

Luego, procedemos a calcular las cortantes por capacidad. Debemos de tener en cuenta que dichas fuerzas dependen de las cargas muertas y vivas que actúan sobre la viga. Dichas cargas ya las vimos en el análisis por cargas de gravedad. Además, también se utilizarán los momentos nominales obtenidas del arreglo proporcionado por en el diseño por flexión.

Tabla 7.12 Momentos nominales en la viga V-12

	Luz 1	Luz 2
Ln (m)	2.78	4
Wm (ton/m)	2.10	1.19
Wv (ton/m)	0.6	0.2
Mnd+Mni (ton.m)	49.32	34.44

Tabla 7.13 Cortante por capacidad de la viga V-12

	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Wv+Wm (ton)	2.70	2.70	2.70	1.39	1.39	1.39
V capacidad (ton)	22.43		22.43	12.09		12.09

Con las cortantes últimas y las cortantes por capacidad podemos obtener la envolvente de diseño. A continuación, se mostrarán las cortantes finales de diseño.

Tabla 7.14 Cortantes última de diseño en la viga V-12

	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Vu final (ton)	22.43	13.64	22.43	12.09	2.53	12.09

Con estas solicitaciones, procederemos a realizar el diseño por fuerza cortante.

Tabla 7.15 Cálculo de refuerzo vertical en la viga V-12

	Volado	S1	S2	S3	S4	S5	S6
V_u	2.92	22.4	13.6	22.4	12.1	2.5	12.1
ϕV_c	7.3	7.3	7.3	7.3	7.3	7.3	7.3
V_s (ton)	0	17.75	7.40	17.75	5.58	0.00	5.58
A_v (cm ²)	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43
S_{req} (cm)	-	15	36	15	48		48
S_{max} (cm)	11.3	11.3	22.5	11.3	11.3	22.5	11.3
S a colocar (cm)	10	10	20	10	10	20	10
Confinamiento (cm)	-	100		100	100		100
Arreglo	3/8"@ .10	10 \square 3/8"@ .10 Rto @ .20		10 \square 3/8"@ .10 Rto @ .20			

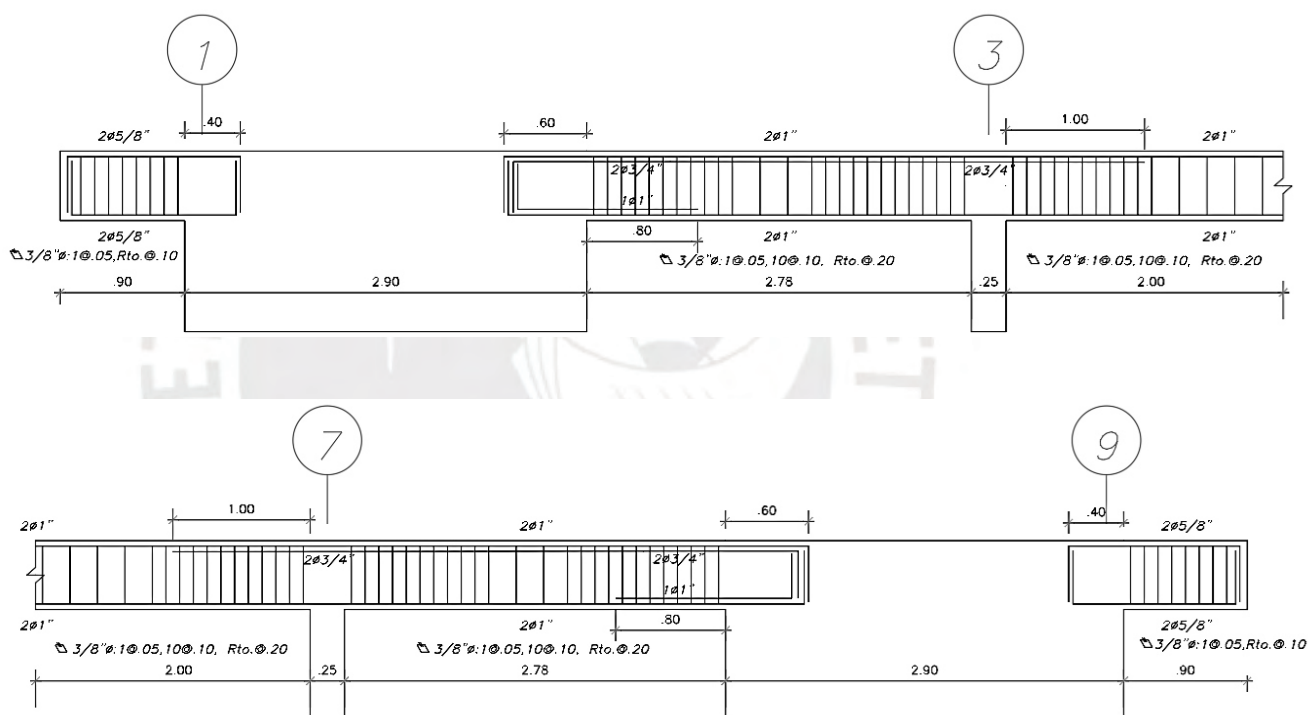


Figura 7.6 Diseño final de la viga V-12

7.4 Diseño de columnas

Hasta ahora, sólo se ha visto el diseño de elementos horizontales. Las columnas, al ser elementos verticales, tienen un comportamiento distinto. Estos elementos no sólo presentan flexión pura, sino los momentos vienen acompañados de cargas axiales. Además, al tener un eje perpendicular a las

cargas de sismo, soportan cortantes provenientes principalmente de este tipo de solicitaciones. Es por ello, que las columnas se diseñan por flexocompresión y corte.

7.4.1 Diseño por flexocompresión

Debido a que se tiene tanto flexión como compresión, las columnas no tienen un único estado límite, sino posee un estado límite para cada combinación de momento y carga axial. Todo esto se representa a través del diagrama de interacción. En este gráfico, el borde del diagrama representa a la curva generada al unir los distintos estados límites de la columna.

Para obtener el diagrama de interacción, debemos definir el área de la columna y también la distribución del acero longitudinal. Se debe tener en cuenta que la forma de distribución del acero influye en gran medida en el diagrama de interacción. Mientras más alejado se encuentre el acero del eje neutro del elemento, mayor resistencia a flexión le proporcionará a la columna.

El diseño por flexocompresión consiste en iterar la cantidad de acero en el elemento hasta conseguir que todas las cargas últimas obtenidas por las distintas combinaciones de carga se encuentren dentro del diagrama. Este procedimiento se debe realizar para las 2 direcciones de análisis. Esto se debe que, a diferencia de las vigas, las columnas están afectadas por momentos en las 2 direcciones.

La norma menciona que la cuantía mínima que se le debe proporcionar a una columna es el 1%, mientras que la cuantía máxima es del 6%. Entonces, la iteración partirá otorgando a la columna una cuantía cercana a 1%. En el caso de la edificación en estudio, se ve que se cuenta con 12 columnas. Además, existe gran cantidad de muros. Esto causará que las

solicitaciones sísmicas en las columnas sean menores. Por lo que se presume que la cuantía de diseño estará muy próxima a la cuantía mínima.

Como ejemplo, se diseñará la columna 15 a nivel de cimentación. Como nomenclatura, a la dirección X se le llamará 2, mientras que a la dirección Y se le denominará 3. A continuación, se muestran las cargas últimas de este elemento.

Tabla 7.16 Cargas últimas en la columna 15

Combo	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M22 tonf-m	M33 tonf-m
1.4M+1.7V	-98.5	-0.1	2.6	2.4	-0.1
1.25(M+V)+Sx Max	-75.9	0.3	2.4	2.5	0.5
1.25(M+V)+Sx Min	-93.6	-0.5	1.9	1.5	-0.7
1.25(M+V)+Sy Max	-58.9	0.5	2.7	3.7	0.7
1.25(M+V)+Sy Min	-110.6	-0.7	1.6	0.3	-0.9
0.9M+Sx Max	-41.4	0.3	1.4	1.6	0.5
0.9M+Sx Min	-59.1	-0.5	0.9	0.5	-0.7
0.9M+Sy Max	-24.4	0.5	1.7	2.8	0.7
0.9M+Sy Min	-76.1	-0.6	0.6	-0.6	-0.9

Dicha columna tiene una sección de 25x50 cm. El acero mínimo según la norma sería 12.5 cm². Entonces, la primera iteración se realizará colocando 8 varillas de 5/8" (16 cm²).

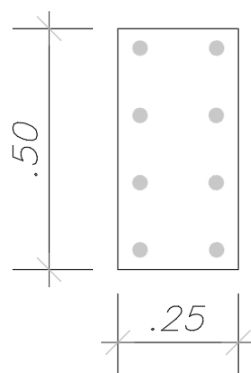


Figura 7.7 Acero longitudinal de la columna 15

A continuación, se muestra el diagrama de interacción de la columna para la dirección paralela al lado de mayor longitud.

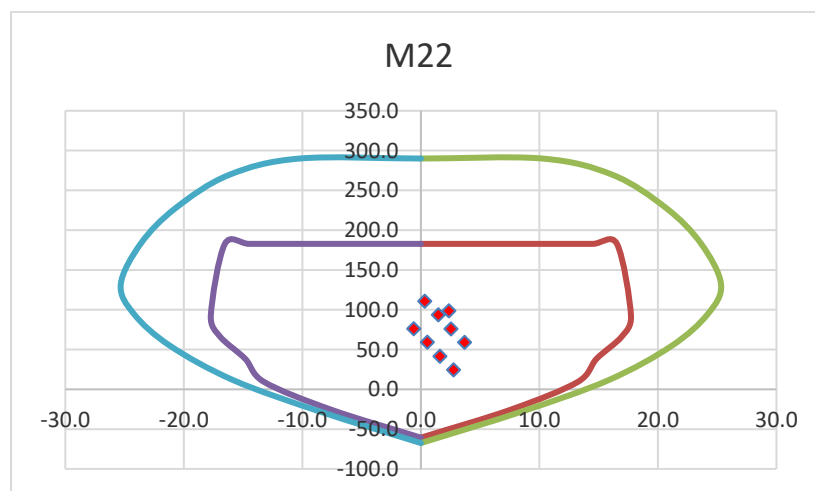


Figura 7.8 Diagrama de interacción en la dirección 2 de la columna 15

En este diagrama, en el eje X se encuentra la resistencia a flexión, mientras que en el eje Y se encuentra la resistencia a cargas de compresión. Se observan 2 diagramas. El exterior representa a la resistencia nominal de la sección. Mientras que la curva interior representa a la resistencia de diseño. Cerca de la flexión pura, el diagrama muestra un cambio notable en la curvatura. Esto se debe a que el factor de reducción de resistencia varía de 0.7 a 0.9. Además, para la resistencia de diseño, la norma limita la resistencia a compresión. Dicho límite se calcula con la siguiente fórmula.

$$\phi P_n = 0.7 * 0.8 * (0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + F_y * A_{st})$$

El proceso de diseño mostrado hasta ahora es para las columnas cortas. En este tipo de columnas, se desprecian los momentos de segundo orden. Para verificar que una columna sea corta y se pueda despreciar los efectos de esbeltez, la norma presenta la siguiente inequación.

$$\frac{k * ln}{r} \leq 34 - 12 * \left(\frac{M_{min}}{M_{max}} \right)$$

Además, se indica que para M_{min}/M_{max} es negativo si el elemento se flexiona en curvatura doble. Esto ocurre en las columnas de las edificaciones convencionales como es el caso de esta edificación. Entonces, la inequación se puede reducir a la siguiente.

$$\frac{k * ln}{r} \leq 34$$

El valor de K será de 1 debido a que se la puede asumir empotrada en los extremos. La altura libre de la columna es de 2.4m en todos los pisos y el radio de giro es el 30% de la dimensión de la columna en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad. El caso más crítico será cuando r sea 0.15.

$$\frac{1 * 2.4}{0.15} \leq 34$$

$$16 \leq 34$$

De esta forma, verificamos que la edificación en estudio posee columnas cortas. Entonces, se procederá a verificar que las solicitaciones últimas se encuentren dentro del diagrama de interacción de diseño.

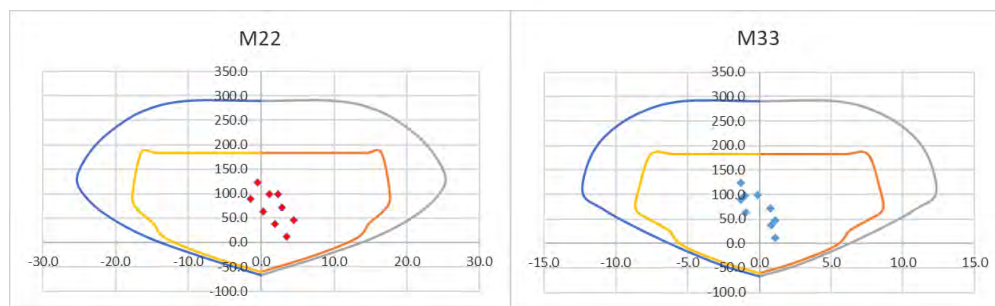


Figura 7.9 Diagramas de interacción de la columna 15

Como se observa, todos los puntos obtenidos por las cargas últimas se encuentran dentro del diagrama de diseño. Es decir, el diseño propuesta cumple.

7.4.2 Diseño por corte y capacidad

La resistencia a corte de los elementos de concreto se ve afectada por las cargas axiales; por ello, la fórmula para calcular V_c en las columnas es distinta a la usada para el caso de las vigas. Además, en el caso de las columnas no sólo se trabaja con la envolvente del diagrama de cortantes, sino se debe de analizar cada combinación de carga ya que tienen cargas axiales distintas.

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{140A_g}\right) * bw * d$$

Al igual que para las vigas, la norma especifica que las columnas con responsabilidad sísmica también deben de diseñarse para tener una falla dúctil. En este caso, para calcular la cortante asociada a la capacidad de flexocompresión, la norma establece la siguiente fórmula.

$$V_{cap} = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n}$$

Además, indica que, para calcular las resistencias nominales a flexión, debemos de utilizar el diagrama de interacción. Esta resistencia a flexión dependerá de la carga P_u . Debido a que tenemos varios P_u por las distintas combinaciones de carga, se utilizará aquel P_u que este asociado a la mayor resistencia nominal a flexión (M_n). Finalmente, la norma limita la cortante por capacidad a 2.5 veces la cortante última obtenida por las combinaciones de carga. A continuación, se muestra un esquema de cómo obtener dicho M_n .

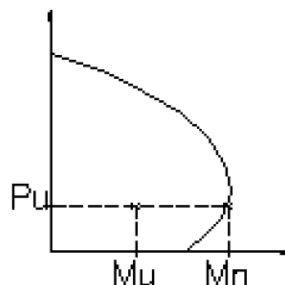


Figura 7.10 Esquema para obtener el M_n del diagrama de interacción

Por otro lado, la norma establece zonas de confinamientos, las cuales no deben de tener una longitud menor que la sexta parte de la luz libre del elemento, la mayor dimensión de la sección del elemento y 50 cm. En dichas zonas, la norma establece que el espaciamiento de los estribos debe ser menor que los siguientes puntos.

- 8 db
- La mitad de la menor dimensión de la sección
- 10 cm

Fuera de esta zona, el espaciamiento de los estribos debe ser menor que los siguientes puntos.

- 16 db
- 48 de
- La mitad del peralte efectivo
- Menor dimensión de la sección
- 30 cm

De los diagramas de interacción de la columna 15, obtenemos los momentos nominales mayores para ambas direcciones. En la dirección 2, dicho momento es de 24 ton.m, mientras

que en la dirección 3 es de 12 ton.m. Con ello, procedemos a calcular la cortante por capacidad.

$$V_{cap\ 33} = \frac{24 + 24}{2.4} = 20\ ton$$

$$V_{cap\ 22} = \frac{12 + 12}{2.4} = 10\ ton$$

Como se mencionó, la norma limita esta cortante a 2.5 veces la cortante última mayor. En este caso, dicho límite será de 7.53 ton para la dirección 3 y 2.42 ton para la dirección 2. Además, la zona de confinamiento tendrá una longitud de 1m y el espaciamiento máximo en dicha zona será de 10 cm. Fuera de esta zona, el espaciamiento máximo será de 22 cm. Con todo esto, se puede calcular el espaciamiento de diseño para ambas direcciones considerando estribos de 3/8".

Tabla 7.17 Diseño por cortante de la columna 15 dirección 2

Dirección 22 Combo	P tonf	V2 últ tonf	V2 max tonf	V2 tonf	ϕV_c tonf	V_s tonf	S req cm	S max cm	S inst cm
1.4M+1.7V	98	0	2.42	2.42	10.2	0		10	10
1.25(M+V)+Sx Max	71	1	2.42	2.42	9.2	0		10	10
1.25(M+V)+Sx Min	98	1	2.42	2.42	10.2	0		10	10
1.25(M+V)+Sy Max	46	1	2.42	2.42	8.3	0		10	10
1.25(M+V)+Sy Min	123	1	2.42	2.42	11.1	0		10	10
0.9M+Sx Max	37	1	2.42	2.42	7.9	0		10	10
0.9M+Sx Min	64	1	2.42	2.42	8.9	0		10	10
0.9M+Sy Max	12	1	2.42	2.42	7.0	0		10	10
0.9M+Sy Min	89	1	2.42	2.42	9.8	0		10	10

Tabla 7.18 Diseño por cortante de la columna 15 dirección 3

Dirección 33 Combo	P tonf	V3 últ tonf	V3 max tonf	V3 tonf	ϕV_c tonf	V_s tonf	S req cm	S max cm	S inst cm
1.4M+1.7V	98	3	7.53	7.53	11.5	0		10	10
1.25(M+V)+Sx Max	71	2	7.53	7.53	10.3	0		10	10
1.25(M+V)+Sx Min	98	2	7.53	7.53	11.5	0		10	10

1.25(M+V)+Sy Max	46	3	7.53	7.53	9.3	0		10	10
1.25(M+V)+Sy Min	123	1	7.53	7.53	12.5	0		10	10
0.9M+Sx Max	37	1	7.53	7.53	8.9	0		10	10
0.9M+Sx Min	64	1	7.53	7.53	10.0	0		10	10
0.9M+Sy Max	12	2	7.53	7.53	7.8	0		10	10
0.9M+Sy Min	89	0	7.53	7.53	11.1	0		10	10

Entonces, el diseño de la columna 15 será el siguiente.

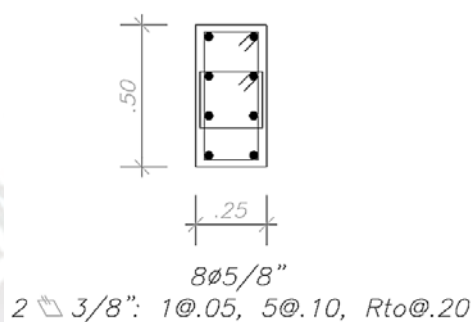


Figura 7.11 Diseño de la columna 15

7.5 Diseño de muros

También conocidos como placas o muros de corte, estos son los principales elementos en soportar las cargas de corte provenientes de los sismos. Esto se debe a que tienen una gran rigidez en comparación con las columnas. Los muros esbeltos se comportan como elementos sometidos a flexocompresión. Es decir, pueden ser diseñadas con las hipótesis básicas de flexión. Sin embargo, si los muros son bajos, ya no se podrán considerar dichas hipótesis, sino se deberá tomar en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones. Para determinar si un muro es esbelto, la relación de alto-ancho deberá de ser mayor o igual a 2. En el caso de la edificación en estudio, todos los muros son esbeltos.

7.5.1 Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión de los muros es similar que las columnas. Es decir, se itera la cantidad de acero hasta conseguir que las cargas últimas se encuentren dentro del

diagrama de interacción de diseño. Para la resistencia a flexocompresión, se colocan 2 tipos de acero, uno distribuido en el alma que suele ser de diámetro menor y otro concentrado en los extremos de un diámetro mayor. Estos extremos en el cual se concentra el acero se les denomina núcleos.

Para el cálculo del refuerzo vertical y horizontal mínimo, la norma establece 2 casos.

$$Vu < 0.27 * Acw * \sqrt{f'c} \rightarrow \begin{cases} \rho h = 0.002 \\ \rho v = 0.0015 \end{cases}$$

$$Vu > 0.27 * Acw * \sqrt{f'c} \rightarrow \begin{cases} \rho h = 0.0025 \\ \rho v = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hm}{lm})(\rho h - 0.0025) \geq 0.0025 \end{cases}$$

Además, menciona que el espaciamiento máximo de las barras será de 40 cm o 3 veces el espesor del muro. Como ejemplo, a continuación, se mostrará el diseño del muro 5 a nivel de cimentación.

En los capítulos anteriores ya se ha visto las solicitaciones por cargas de gravedad y sismo que afectan al muro 5. Con ello, podemos calcular las cargas últimas utilizando las distintas combinaciones de carga.

Tabla 7.19 Cargas últimas del muro 5

Combo	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M22 tonf-m	M33 tonf-m
1.4M+1.7V	-274.0	2.4	0.0	0.0	15.7
1.25(M+V)+Sx Max	-203.2	104.3	1.1	2.3	984.3
1.25(M+V)+Sx Min	-274.0	-100.3	-1.1	-2.3	-957.4
1.25(M+V)+Sy Max	-228.0	33.2	3.4	7.2	305.1
1.25(M+V)+Sy Min	-249.1	-29.2	-3.4	-7.2	-278.1
0.9M+Sx Max	-115.8	103.4	1.1	2.3	978.8
0.9M+Sx Min	-186.6	-101.2	-1.1	-2.3	-962.9
0.9M+Sy Max	-140.7	32.3	3.4	7.2	299.6
0.9M+Sy Min	-161.8	-30.1	-3.4	-7.2	-283.7

La dirección 2 es la dirección paralela al lado más largo del muro; por ello, se muestran grandes cortantes en dicha dirección. Entonces, del cuadro anterior obtenemos que la cortante última mayor es de 155 ton.

La resistencia a corte que aporta el concreto se muestra a continuación.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 0.8 * 585 * 0.25 = 76\,400 \text{ kg} = 76.4 \text{ ton}$$

Entonces, el refuerzo mínimo en el alma de la columna deberá de calcularse con las siguientes fórmulas.

$$Vu > 0.27 * Acw * \sqrt{f'c} \rightarrow \begin{cases} \rho h = 0.0025 \\ \rho v = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hm}{lm})(\rho h - 0.0025) \geq 0.0025 \end{cases}$$

De las formulas anteriores, podemos deducir que la cuantía mínima tanto vertical como horizontal es de 0.0025, la cual equivale a 2 capaz de acero de 3/8" distanciadas en 20 cm. Luego de realizar varias iteraciones con el acero longitudinal, a continuación, se muestra el arreglo necesario para que las solicitaciones últimas se encuentren dentro del diagrama de interacción de diseño.

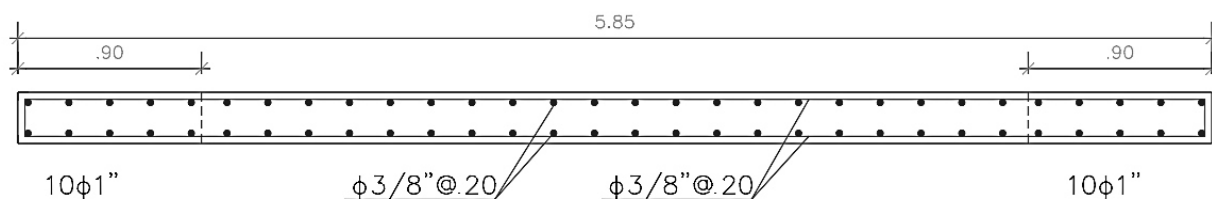


Figura 7.12 Refuerzo longitudinal del muro 5

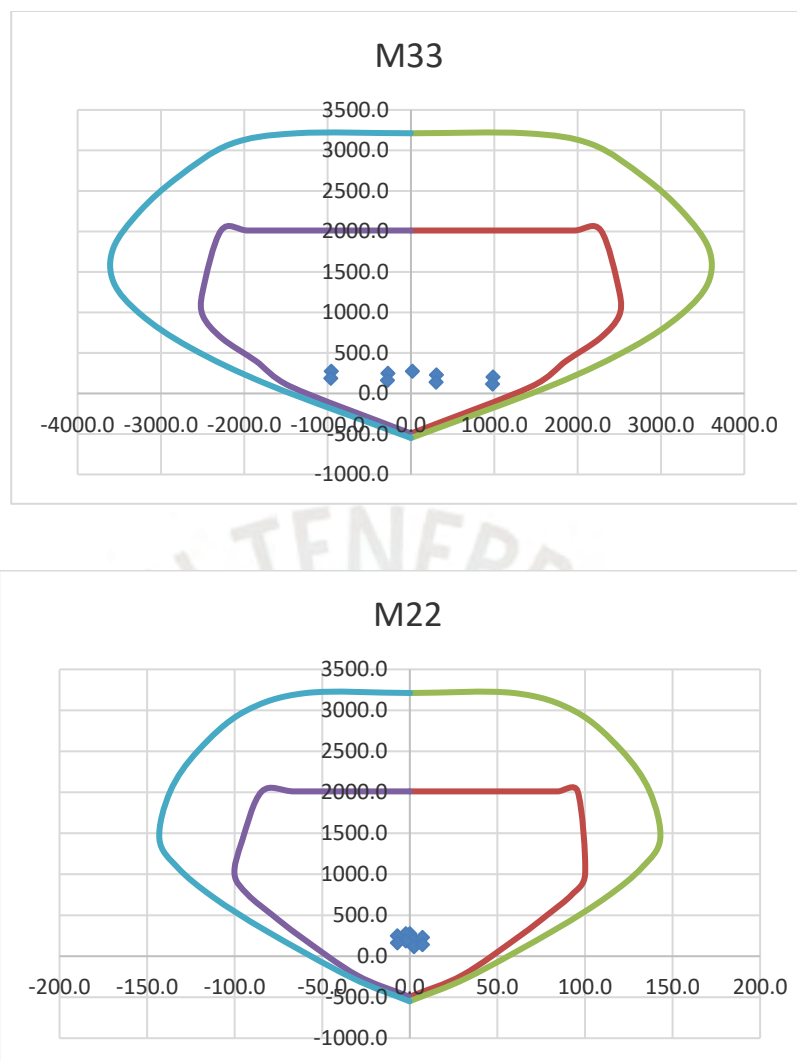


Figura 7.13 Diagrama de interacción del muro 5

Como se observa, la distribución de acero propuesta es suficiente para satisfacer el diseño por flexocompresión para ambas direcciones.

Además de ello, la norma pide verificar si el elemento requiere de núcleos confinados. Ante ello, la norma propone la siguiente inecuación.

$$\text{Si } c \geq \frac{lm}{600 * \frac{\Delta_{inel}}{hm}}, \text{ entonces se requiere núcleos confinados}$$

$$\frac{\Delta_{inel}}{hm} \geq 0.005$$

En dicha inecuación, lm representa la longitud del muro en el plano horizontal, hm la altura total del muro y Δ_{inel} el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto. Por otro lado, el valor de C representa la longitud de la zona en compresión del muro calculada para la fuerza en compresión última y la resistencia momento nominal relacionada al desplazamiento de diseño (Δ_{inel}).

$$\frac{lm}{600 * \frac{\Delta_{inel}}{hm}} = \frac{585 \text{ cm}}{600 * 0.005} = 195 \text{ cm}$$

En el caso de la placa 5, el valor de C estará asociado a una carga axial de 274 ton y un momento nominal de 2000 ton.m. Con dichas cargas, el valor de C es de 112 cm. Entonces, según la última inecuación planteada, este muro no requiere bordes confinados. Esta inecuación ha sido criticada anteriormente por ingenieros especialistas como por ejemplo Antonio Blanco. Él consideraba que dicha inecuación era poco conservadora. Es por ello que, en el caso de este muro, confinaremos los bordes.

La norma E.060 establece que la longitud de los bordes confinados no debe ser menor que $(C-0.1 lm)$ y $C/2$. Según ello, para la placa 5, la longitud de este borde debe ser mínimo de 60 cm; sin embargo, conservadoramente se le dotará de núcleos de 90 cm de longitud. Además, también establece que la separación máxima entre ramas de refuerzo transversal en los núcleos debe ser de 35 cm. Para satisfacer ello, se colocarán 2 estribos de 3/8" y un gancho de 3/8" cada 20 cm.

7.5.2. Diseño a corte

Al igual que las columnas, el diseño a corte de los muros debe de hacerse por capacidad.

Para estimar la cortante por capacidad, la norma establece la siguiente fórmula.

$$Vu \text{ cap} = Vu * \frac{Mn}{Mu}$$

La norma asume que la sobrecapacidad que se tiene para momentos flectores, es la misma que para la fuerza cortante. Esto se cumple cuando la falla se da ante una carga axial constante. Además, la norma establece que el factor de amplificación máxima de la cortante última debe de ser igual al factor de reducción R.

Para obtener la resistencia a corte que debe proporcionar el acero, utilizaremos la ecuación general de diseño por resistencia. Se debe de tener en cuenta que, para los muros, la norma limita la resistencia nominal total de la sección.

$$V_n \leq 2.6 * A_{cw} * \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$$

$$S = \frac{n * A_{sh} * F_y * d}{V_s}$$

En el caso del muro 5, la cortante última V_u es de 104 ton y el momento último es de 984 ton.m. Para obtener el momento nominal trazamos una línea horizontal a partir del momento último mencionado. En este caso, dicho momento nominal es de 2000 ton.m. Por lo tanto, el factor de amplificación para la cortante última es de 2.

$$V_{cap} = 2 * 104 \text{ ton} = 208 \text{ ton}$$

Para calcular la resistencia a corte que aporta el concreto, en el caso de los muros la norma establece una variable adicional: la esbeltez.

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

Donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.53 \text{ para muros esbeltos } \left(\frac{hm}{lm} \geq 2 \right) \\ \alpha = 0.80 \text{ para muros robustos } \left(\frac{hm}{lm} \leq 1.5 \right) \\ \text{Para muros intermedios se debe interpolar} \end{array} \right.$$

En el caso de la edificación en estudio, todos los muros son esbeltos, por lo que el valor de α es 0.53. Con ello, se procede a calcular la resistencia a corte proporcionada por el concreto y la resistencia que deberá proporcionar el refuerzo horizontal.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 89.9 \text{ ton}$$

$$V_{cap} = \phi * (V_c + V_s)$$

De las dos ecuaciones anteriores, podemos obtener que la resistencia a corte que debe de aportar las varillas horizontales (V_s) debe ser de 155 ton. En este caso, se utilizarán 2 capas de varillas de 3/8". A continuación, se procederá a calcular el espaciamiento requerido para este arreglo.

$$S = \frac{n * A_{sh} * F_y * d}{V_s} = 19 \text{ cm}$$

Entonces, se colocarán las barras horizontales cada 20cm. Con ello, el diseño final del muro 5 será el siguiente.

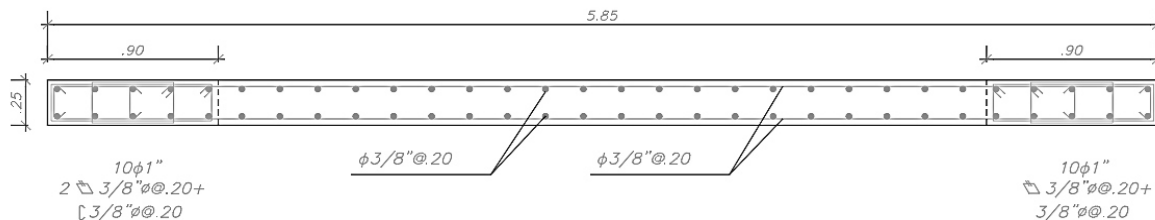


Figura 7.14 Diseño del muro 5

7.6 Diseño de escaleras

El diseño de la escalera es similar al diseño de la losa maciza unidireccional. En el caso del tramo analizado en el capítulo anterior, se observa que el elemento presenta únicamente momentos positivos. En el tramo de la garganta, es momento máximo es de 3.60 ton.m. En el descanso superior, dicho momento es de 3.45 ton.m y en el descanso inferior es 1.83 ton.m. Con estas sollicitaciones, procederemos a calcular el acero requerido. En la dirección perpendicular al eje de la escalera se procederá a colocar el acero mínimo.

$$As_{\min} \text{ garganta} = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2 = \emptyset 3/8" @.25 \text{ (una capa)}$$

$$As_{\min} \text{ descanso} = 0.0018 * 100 * 15 = 3.6 \text{ cm}^2 \approx 2\emptyset 3/8" @.30 \text{ (dos capas)}$$

Con los momentos señalados anteriormente, se procederá a calcular el acero requerido.

Tabla 7.20 Cálculo de acero de la escalera

Ubicación	Mu (ton.m)	As (cm ²)	Barras
Descanso sup.	3.45	5.5	ϕ1/2@.25
Garganta	3.6	8.63	ϕ1/2@.15
Descanso inf.	1.83	2.9	ϕ3/8@.25

Para el cálculo de los aceros requeridos se utilizaron las mismas fórmulas e hipótesis mostradas en el diseño de losas. Además, para los descansos se consideró un peralte efectivo de 17cm, mientras que, en la garganta, 12 cm.

Además, procederemos a realizar la verificación por corte. A continuación, se muestran las resistencias tanto de los contrapasos como de la garganta.

$$\emptyset Vc \text{ garganta} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 12 * 0.1 = 7.8 \text{ ton}$$

$$\emptyset Vc \text{ descanso} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 17 * 0.1 = 11 \text{ ton}$$

En el análisis estructural, se mostró que la cortante máxima en este tramo de escalera es 4.29 ton. Es decir, el peralte proporcionado es suficiente. A continuación, se mostrará el diseño de la escalera.

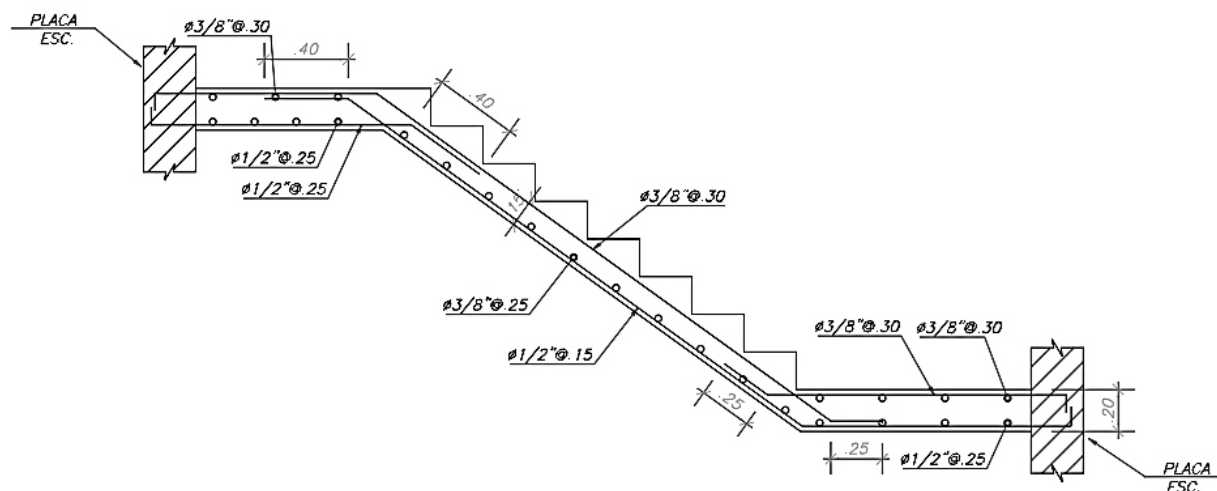


Figura 7.15 Diseño de la escalera

7.7 Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos encargados de transmitir las cargas de la edificación al suelo. Un correcto diseño se enfoca tanto en la resistencia del concreto armado como en la resistencia del suelo. Es por ello que, al momento de diseñar este tipo de elementos, debemos de verificar que las presiones en el suelo sean menores que la presión admisible del suelo. En caso de tener presiones mayores a este, se producirían asentamientos los cuales podrían dañar a la superestructura. La manera en la que se puede controlar estas presiones, es a través del tamaño de la cimentación. Al tener mayor área apoyada en el terreno, se obtendrán menores presiones sobre este. Entonces, para poder realizar el diseño de concreto armado, primero debemos de calcular el área de este elemento. En la edificación en estudio, se tienen 4 zapatas aisladas y 3 zapatas combinadas. Este tipo de configuración se debe a la cercanía de los muros y columnas. A continuación, se muestra ello.

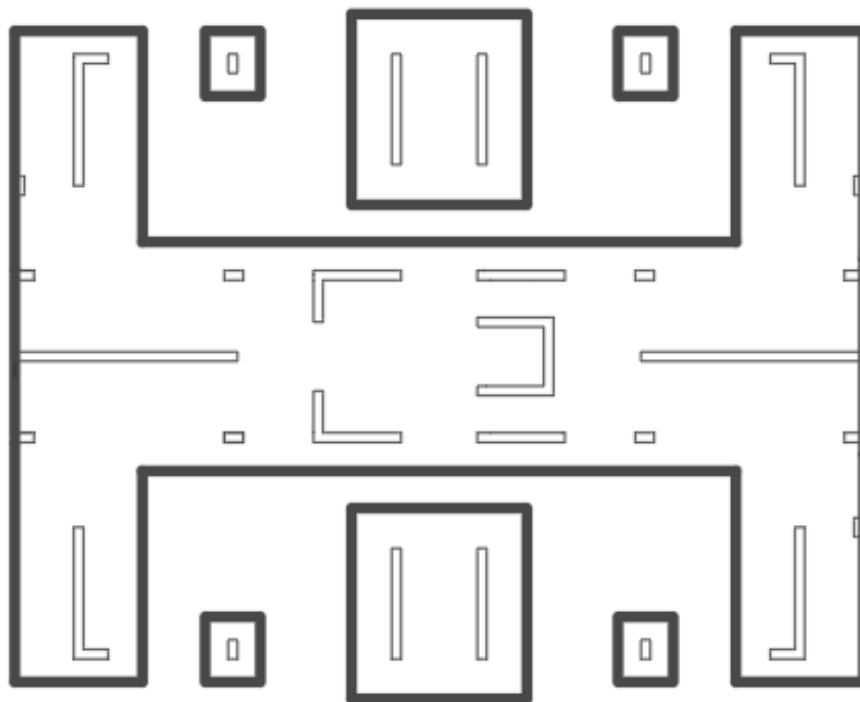


Figura 7.16 Configuración de la cimentación

Además, en el capítulo dos se mencionó que la profundidad de cimentación será de 1.20m. Sin embargo, para el pit del ascensor es necesario tener una profundidad libre de al menos 1.50m. Por ello, en la zona del ascensor, la gran zapata tendrá un desnivel. A continuación, se muestra ello.

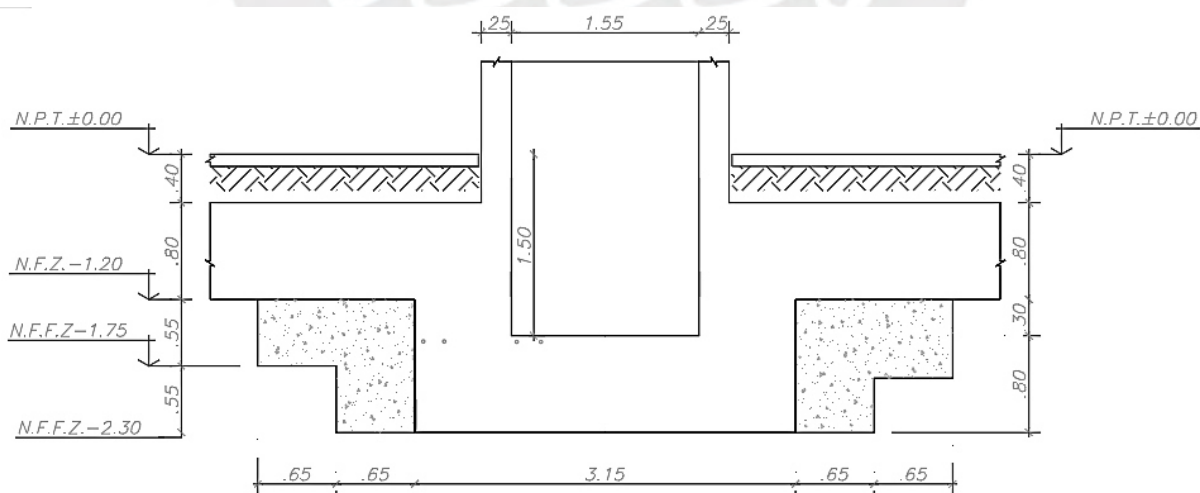


Figura 7.17 Configuración de la cimentación en la zona del pit del ascensor

Durante este capítulo, se diseñará la zapata aislada asociada a la columna 15. Las cargas que transmite dicha columna a la cimentación son las siguientes.

Tabla 7.21 Cargas en servicio en la zapata aislada

Carga	F _x ton	F _y ton	F _z ton	M _x ton.m	M _y ton.m
Dead	-0.076	1.287	-62.300	-2.735	-0.163
Live	-0.010	0.443	-11.925	-0.942	-0.020
Sismo X	-0.350	-0.179	-7.429	-0.235	-0.924
Sismo Y	-0.399	-0.398	-17.940	-0.692	-1.035

7.7.1 Dimensionamiento de la zapata

En el capítulo 2 se mostraron los resultados del estudio de mecánica de suelos. En dicho estudio, se mostró que el esfuerzo admisible del suelo es 4kg/cm² mientras que la profundidad de cimentación es de 1.2m. Para dimensionar la zapata, como se mencionó, se debe de verificar que el esfuerzo en el suelo debido a las combinaciones de carga en servicio debe ser menor al esfuerzo admisible. La norma E.020 Cargas establece cuales son estas combinaciones de carga, las cuales se muestran a continuación.

Tabla 7.22 Combinaciones de carga en servicio

Combinaciones de Cargas en servicio
SL 1.1=1D+1L
SL 2.1=1D+0.7Ex
SL 2.2=1D-0.7Ex
SL 2.3=1D+0.7Ey
SL 2.4=1D-0.7Ey
SL 3.1=0.75D+0.75L
SL 3.2=0.75D+0.75L
SL 3.3=0.75D+0.75L
SL 3.4=0.75D+0.75L
SL 4.1=0.75D+0.525Ex
SL 4.2=0.75D-0.525Ex
SL 4.3=0.75D+0.525Ey
SL 4.4=0.75D-0.525Ey

Como se observa, existen fórmulas en las cuales intervienen cargas sísmicas, las cuales son temporales. La norma E.060 en su capítulo 15 menciona que para estados de carga en los que intervengan cargas temporales, se podrá considerar un incremento de 30% en la presión admisible del suelo. Es decir, para estas combinaciones el esfuerzo admisible será de 5.2 kg/cm².

Además, la columna transmite momentos en las 2 direcciones. Por ello, para poder calcular el esfuerzo que transmite la cimentación al suelo se utilizarán las siguientes fórmulas para cada una de las combinaciones de carga.

$$\sigma_1 = \frac{P}{B * L} + \frac{6Mx}{B * L^2} + \frac{6My}{B^2 * L}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B * L} + \frac{6Mx}{B * L^2} - \frac{6My}{B^2 * L}$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{B * L} - \frac{6Mx}{B * L^2} + \frac{6My}{B^2 * L}$$

$$\sigma_4 = \frac{P}{B * L} - \frac{6Mx}{B * L^2} - \frac{6My}{B^2 * L}$$

$$\sigma_5 = \frac{P}{B * L}$$

El proceso de calcular las dimensiones de la zapata es iterativo. Es decir, se proponen distintas medidas hasta que todos los esfuerzos generados por las formulas anteriores sean menores a los esfuerzos admisibles. Para el caso de la zapata en estudio, las dimensiones finales, luego de realizar este proceso, son 1.45m y 1.70m. Uno de los criterios para escoger estas dimensiones es buscar que la longitud del volado sea la misma para ambas direcciones.

En este caso, el volado medirá 60cm. A continuación, se mostrarán las presiones que se obtienen para estas dimensiones.

Tabla 7.23 Esfuerzos sobre el suelo por cargas en servicio

	σ_1 ton/m ²	σ_2 ton/m ²	σ_3 ton/m ²	σ_4 ton/m ²	σ_5 ton/m ²	σ_{max} ton/m ²	q adm ton/m ²	¿Cumple?
SL 1.1	35.68	35.07	25.15	24.54	30.11	35.68	40	OK
SL 2.1	32.89	30.18	24.59	21.87	27.38	32.89	52	OK
SL 2.2	26.03	27.66	18.67	20.30	23.16	27.66	52	OK
SL 2.3	36.47	33.49	27.25	24.27	30.37	36.47	52	OK
SL 2.4	22.46	24.35	16.01	17.90	20.18	24.35	52	OK
SL 3.1	29.34	27.25	21.08	19.00	24.17	29.34	52	OK
SL 3.2	24.19	25.36	16.65	17.81	21.00	25.36	52	OK
SL 3.3	32.01	29.73	23.08	20.79	26.40	32.01	52	OK
SL 3.4	21.51	22.87	14.65	16.02	18.76	22.87	52	OK
SL 4.1	24.67	22.63	18.44	16.40	20.54	24.67	52	OK
SL 4.2	19.52	20.74	14.00	15.22	17.37	20.74	52	OK
SL 4.3	27.35	25.12	20.44	18.20	22.78	27.35	52	OK
SL 4.4	16.85	18.26	12.01	13.42	15.13	18.26	52	OK
					max	36.47		

Para el caso de las zapatas combinadas, el análisis de esfuerzos sobre el terreno se realizó con la ayuda del software SAFE. A continuación, se muestran los esfuerzos obtenidos.

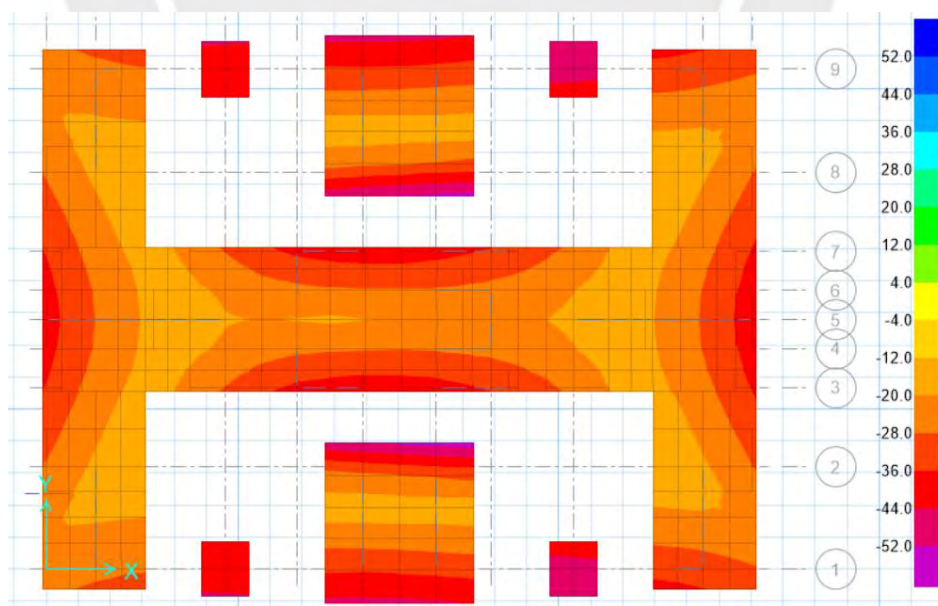


Figura 7.18 Envolvente de presiones en el suelo

Se puede ver que todos los esfuerzos son menores a 52 ton/m². Es decir, las dimensiones dadas a las cimentaciones cumplen con este requisito.

7.7.2 Diseño a corte

Para realizar el diseño del concreto armado, ya no se utilizarán las solicitaciones calculadas anteriormente, ya que éstas se calcularon con las combinaciones de carga en servicio. En este caso, se usarán las combinaciones de cargas últimas. A continuación, se mostrarán las presiones obtenidas para dichas combinaciones.

Tabla 7.24 Esfuerzos sobre el suelo por cargas últimas

	σ_1 ton/m ²	σ_2 ton/m ²	σ_3 ton/m ²	σ_4 ton/m ²	σ_5 ton/m ²	σ_{\max} ton/m ²
1.4D+1.7L	51.82	50.94	36.27	35.39	43.61	51.82
1.25(D+L)+Ex	49.51	45.64	35.67	31.80	40.65	49.51
1.25(D+L)-Ex	39.70	42.04	27.21	29.55	34.63	42.04
1.25(D+L)+Ey	54.61	50.37	39.47	35.23	44.92	54.61
1.25(D+L)-Ey	34.60	37.31	23.42	26.12	30.36	37.31
0.9D+1Ex	31.42	27.83	23.70	20.10	25.76	31.42
0.9D-1Ex	21.61	24.23	15.24	17.85	19.73	24.23
0.9D+1Ey	36.52	32.56	27.49	23.53	30.02	36.52
0.9D-1Ey	16.51	19.49	11.44	14.42	15.47	19.49
					max	54.61

Como se observa, la presión máxima última en el suelo es de 55 ton/m². Entonces, conservadoramente, para el diseño del concreto armado, se asumirá que dicha presión es constante en los volados de la zapata.

El diseño a corte sirve para calcular el peralte de la zapata. Generalmente, no se coloca refuerzo vertical en estos elementos. Por ello, la resistencia proporcionada por el concreto debe ser suficiente para cumplir con el diseño por resistencia. A diferencia de los elementos analizados anteriormente, en las zapatas la cortante se da por flexión (a d de la cara dela

columna) como por punzonamiento (a $d/2$ alrededor de las caras de la columna). A continuación, se mostrarán las fórmulas para calcular la resistencia del concreto para estos 2 casos. El primero se refiere al corte por flexión y la segunda, a punzonamiento.

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

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

El proceso para obtener el peralte de la zapata es iterativo ya que la resistencia como el cortante último dependen de la altura de la zapata. Para el caso de la zapata en estudio, la dimensión final del peralte luego de realizar el proceso iterativo es de 50 cm. Esta longitud es suficiente para que el refuerzo de la columna (5/8") desarrolle su resistencia (35 cm) en gancho estándar. Con todo ello definido, calculamos las cortantes últimas y las resistencias obtenidas.

Tabla 7.25 Verificación de cortante en la zapata aislada

Caso	Vu(ton)	ϕV_c (ton)
V. Flexión X	16.7	46.6
V. Flexión Y	14.25	39.7
V. Punzonamiento	100.9	174.4

Para el caso de las zapatas combinadas, este análisis se realizó con el SAFE. A continuación, se muestran las fuerzas cortantes. Para la gran zapata combinada se escogió un peralte de un 0.8 m ($\phi V_c=45.7$ ton). Mientras que para las zapatas que soportan a los 2 muros se escogió un peralte de 70 cm ($\phi V_c=39$ ton).

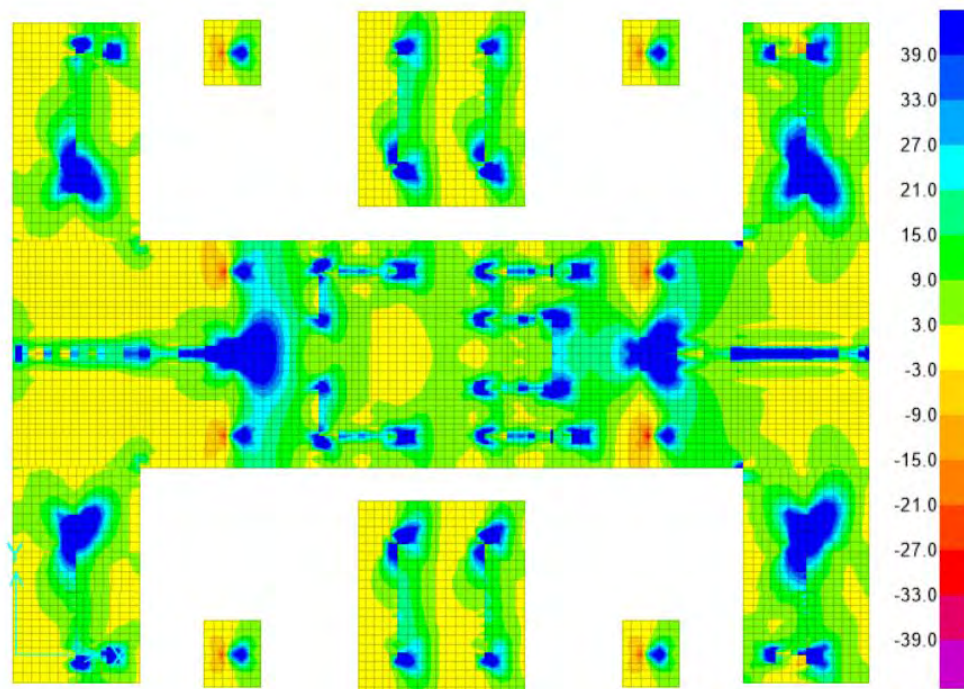


Figura 7.19 Fuerzas cortantes en la cimentación en la dirección Y

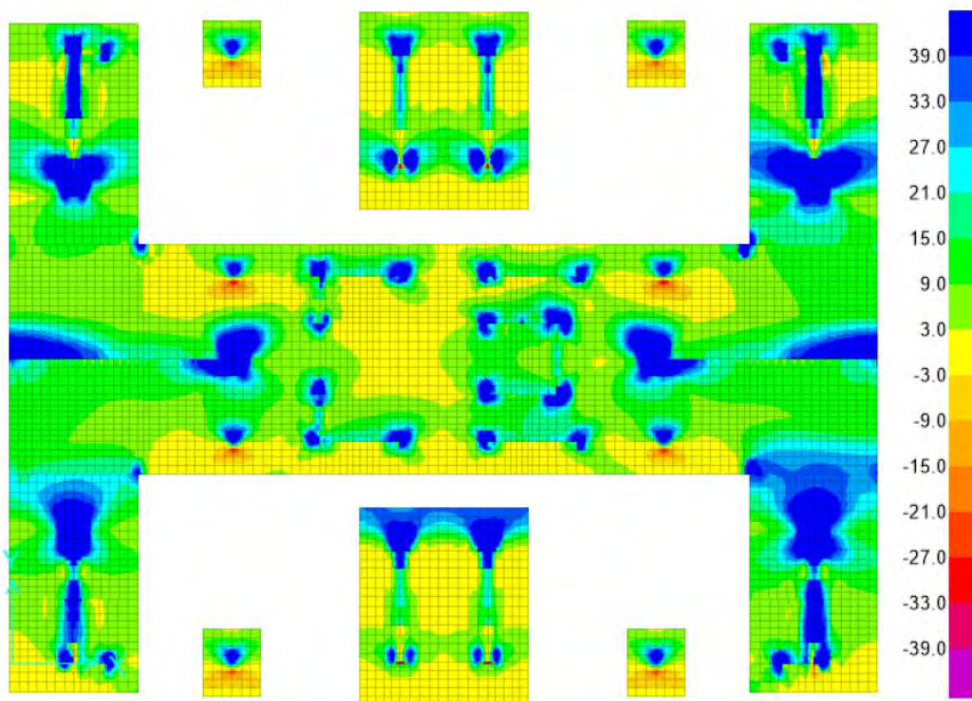


Figura 7.20 Fuerzas cortantes en la cimentación en la dirección X

Las áreas de color azul oscuro muestran las zonas en las cuales la cortante última es mayor que la resistencia a corte de diseño. Sin embargo, estas zonas se encuentran a una distancia menor a “d” de la cara de los muros. Por lo tanto, la cimentación cumpliría con el diseño a corte.

7.7.3 Diseño a flexión

Como se mencionó anteriormente, en ambas direcciones se posee volados de 60 cm de longitud. Para calcular el momento que se produce en la sección pegada a la cara de la columna, se asumirá que se presenta una presión constante de 55 ton/m². A continuación, se muestran los resultados del diseño para una sección de un metro de ancho.

Tabla 7.26 Cálculo de acero por flexión en la zapata aislada

Volado (m)	Mu (ton.m)	As (cm ²)	$\rho=0.0018$ (cm ²)
0.6	9.9	7	7.2

Como vemos, el acero requerido por flexión es menor que el acero mínimo. Para cumplir con este último requisito dotaremos de varillas de 5/8" separadas en 25cm. A continuación, se muestra el diseño de la zapata.

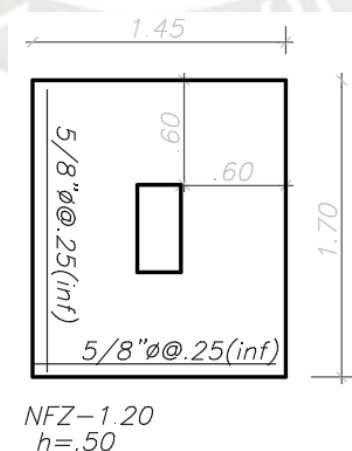


Figura 7.21 Diseño de la zapata aislada

8. Conclusiones y comentarios

- La estructuración dada a la edificación fue adecuada para poder soportar las cargas de gravedad y cumplir con los requisitos de regularidad tanto en planta como en altura. Además, el dimensionamiento de los elementos fue suficiente para poder cumplir con los requisitos sismorresistentes de la norma E.030.
- El periodo fundamental de la edificación es 0.40 segundos. Este periodo es relativamente corto para una edificación de 7 pisos. Esto nos indica que se ha dotado de mayor rigidez a la mínima requerida por la norma.
- La deriva máxima del edificio para el caso de análisis espectral es de 0.0046. Según la norma E.030 el límite es 0.007. Esto nos indica también que la edificación se ha dotado a la edificación de gran rigidez. Es posible optimizar el diseño reduciendo las dimensiones de los muros. Sin embargo, ello implicaría un nuevo diseño.
- La resistencia sísmica por lo general está determinada por el cortante basal mínimo. La norma indica que para edificaciones regulares como lo es la edificación estudiada, dicha cortante debe ser el 80% de la cortante sísmica estática. Para lograr ello, fue necesario utilizar un factor de amplificación de 1.19 en la dirección X y 1.44 en la dirección Y. Con ello, la cortante basal de diseño fue de 376 ton.
- Los resultados del análisis sísmico determinaron que la edificación no presenta irregularidades ni en planta ni en altura. Esta configuración hace que el análisis realizado posea menor incertidumbre.
- Debido a que los muros toman el 98% de la cortante basal, se puede establecer que el sistema estructural dotado a la edificación es de muros estructurales. Además, al no presentar irregularidades, el valor del factor de reducción R es 6.

- El diseño de los elementos estructurales estaba determinado principalmente por las solicitaciones sísmicas y no por las de gravedad. Esto se debe al peligro sísmico de la ciudad. Además, las cortas luces que posee el edificio evitan que se produzcan grandes momentos en los elementos por cargas de gravedad. Por ello, es necesario realizar el diseño por capacidad a las vigas, columnas y muros los cuales tienen responsabilidad sísmica.
- Pese a que la mayoría de los muros no requerían bordes confinados según los criterios de la norma E.060, conservadoramente se les dotó de dichos bordes a todas las placas. Estos núcleos mejoran el comportamiento de la edificación y evitan que durante los sismos revienten los extremos de los muros.
- Debido a la complejidad de la cimentación, fue necesario el uso del software SAFE. Los resultados obtenidos fueron comprobados utilizando cálculos simplificados.
- En el diseño de la gran zapata combinada, se consideró un desnivel en la losa para el pit del ascensor. Este desnivel no fue considerado en el análisis de la cimentación en el SAFE debido a que es puntual (1.7 m²). Además, para atenuar la incertidumbre que genera esta irregularidad, la cantidad de acero que se colocaron en los muros de este desnivel fue alta (cuantía de 2%). Otra solución para evitar dicho desnivel sería establecer una profundidad de cimentación de 2.5m. Sin embargo, ello requeriría una mayor cantidad de concreto lo cual encarecería el proyecto.

9. Bibliografía

- Blanco, A. (1997). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Capitulo de Ingeniería Civil.
- Harmsen, T. (2005). Diseño de estructuras de concreto armado. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- McCormac, J. (2011). Diseño de concreto reforzado. México: Alfaomega Grupo Editor.
- Milla, A. C. (2016). Diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de siete pisos sin sótano. Lima: Repositorio Digital de Tesis PUCP.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2006). Norma técnica peruana E.020 Cargas. Lima.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2009). Norma técnica de edificación E.060 Concreto Armado. Lima.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2018). Norma técnica de edificación E.050 suelos y cimentaciones. Lima.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2018). Norma técnica peruana E.030 Diseño sismorresistente. Lima.
- Muñoz, A. (2015). Ingeniería sismorresistente. Lima: Editorial PUCP.
- Otazzi, G. (2011). Diseño en concreto armado. Lima: Asociación Capitulo Peruano del Instituto Americano del Concreto.