

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO PARA
RESIDENCIA ESTUDIANTIL Y LOCALES COMERCIALES DE OCHO NIVELES
EN SAN MIGUEL**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres:

André Leonardo Cabrera Oblitas

José Luis Bazán Campos

Asesor: Diego Villagómez Molero

Lima, octubre del 2019

RESUMEN

En el presente proyecto de tesis se desarrolla el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de ocho niveles, el cual se utiliza para locales comerciales en el primer piso y como residencia estudiantil en los niveles siguientes. Este edificio se encuentra ubicado en el distrito de San Miguel y cuenta con un área de terreno y un área construida de 1029 m² y 4934 m², respectivamente. Además, dicho terreno presenta un suelo con una alta capacidad portante, la cual es de 5 kg/cm².

El sistema estructural consta de diafragmas rígidos, pórticos y muros de corte. Asimismo, el techo está compuesto por losas aligeradas o losas macizas de una o dos direcciones. Con la estructuración realizada, se determinaron las dimensiones de cada uno de los elementos y se procedió a modelar la estructura en el programa ETABS. Con ello, se efectuó el análisis sísmico de manera que se cumplió con los lineamientos establecidos en la Norma E.030. Este último proceso fue iterativo, ya que se modificaron dimensiones o ubicación de elementos para evitar posibles irregularidades o exceder la deriva máxima permisible. También, se realizó un análisis por cargas de gravedad con un metrado de cargas manual de cada componente de la estructura. Con respecto a la cimentación, está compuesta por zapatas aisladas, combinadas y conectadas.

Para el diseño en concreto armado de la estructura se utilizaron los métodos de diseño por resistencia y por capacidad de la Norma E.060. Además, se verificaron las condiciones de servicio para los elementos que lo requerían. Con relación a las propiedades de los materiales utilizados, se consideró una resistencia a la compresión del concreto de 210 kg/cm² y un esfuerzo de fluencia del acero de 4200 kg/cm². Finalmente, se efectuó el metrado de materiales de la estructura y se desarrollaron los planos con los detalles de los elementos que la componen.



A mis padres, Soledad y Carlo, por su continuo apoyo y motivación para lograr los objetivos que me propongo.

A mi familia, por brindarme su cariño y afecto a lo largo de toda mi vida.

A mi asesor, Diego Villagómez, por compartir su conocimiento y dedicar parte de su tiempo para culminar la presente tesis.

André Leonardo Cabrera Oblitas



A mis padres, Abel y Rosario, por haberme dado la oportunidad de estudiar esta carrera y apoyarme incondicionalmente hasta el final.

A mis amigos y hermanos por su amistad y soporte durante mi vida universitaria.

A mi asesor, Diego Villagómez, por su dedicación y paciencia durante el desarrollo de la presente tesis.

José Luis Bazán Campos

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: Generalidades	1
1.1. Objetivos	1
1.1.1. Objetivo General	1
1.1.2. Objetivos Específicos	1
1.2. Características principales de la edificación	1
1.3. Normas a utilizar	3
1.4. Aspectos generales del diseño en concreto armado	3
1.4.1. Diseño por resistencia	3
1.4.2. Cargas de Diseño.....	3
1.5. Características de los elementos no estructurales	4
1.6. Propiedades mecánicas de los materiales.....	4
CAPÍTULO 2: Estructuración	5
2.1. Criterios de Estructuración	5
2.2. Estructuración del Proyecto	5
CAPÍTULO 3: Predimensionamiento	7
3.1. Predimensionamiento de losas aligeradas	7
3.2. Predimensionamiento de losas macizas	8
3.3. Predimensionamiento de vigas.....	8
3.4. Predimensionamiento de columnas.....	9
3.5. Predimensionamiento de muros de corte	10
3.6. Predimensionamiento de escaleras.....	10
CAPÍTULO 4: Análisis por Cargas de Gravedad	12
4.1. Cargas y Pesos Unitarios	12
4.2. Análisis de losas aligeradas.....	12
4.3. Análisis de losas macizas	14
4.4. Análisis de vigas peraltadas	15
4.5. Análisis de columnas	18
4.6. Análisis de muros de corte	20
4.7. Análisis de escaleras	21
CAPÍTULO 5: Análisis Sísmico	24
5.1. Modelo Estructural	24
5.2. Parámetros Sísmicos de la Edificación	25
5.3. Masa Sísmica	27
5.4. Modos de Vibración de la Estructura.....	27
5.5. Análisis de Irregularidades.....	29
5.5.1. Irregularidades en planta	29
5.5.2. Irregularidades en altura	31
5.6. Análisis Estático	32
5.7. Análisis Dinámico.....	33
5.8. Verificación del Factor de Reducción.....	34
5.9. Fuerzas de Diseño.....	34
5.10. Control de Derivas	35
5.11. Desplazamiento máximo y Junta sísmica	36
CAPÍTULO 6: Diseño de Losas Aligeradas	38
6.1. Diseño por Flexión.....	38
6.2. Diseño por Cortante	39
6.3. Refuerzo de retracción y temperatura	40
6.4. Control de Deflexiones	40
6.4.1. Deflexiones inmediatas	40
6.4.2. Deflexiones diferidas	41
6.5. Control de Fisuraciones	42
6.6. Corte de Varillas de Acero.....	43

6.7. Ejemplo de diseño.....	43
CAPÍTULO 7: Diseño de Losas Macizas.....	48
7.1. Método de Coeficientes	48
7.2. Diseño por Flexión.....	48
7.3. Diseño por Cortante	49
7.4. Corte de Varillas de Acero.....	49
7.5. Ejemplo de diseño.....	49
CAPÍTULO 8: Diseño de Vigas.....	53
8.1. Diseño por Flexión.....	53
8.2. Diseño por Cortante	53
8.3. Control de Deflexiones y Fisuraciones	55
8.4. Corte de Varillas de Acero.....	55
8.5. Ejemplo de diseño.....	55
CAPÍTULO 9: Diseño de Columnas	62
9.1. Diseño por Flexocompresión	62
9.2. Diseño por Cortante	62
9.3. Ejemplo de diseño.....	65
CAPÍTULO 10: Diseño de Muros de Corte	69
10.1 Diseño por Flexocompresión	69
10.2. Determinación de Elementos de Borde.....	69
10.3. Diseño por Capacidad	70
10.4. Diseño por Cortante	71
10.5. Ejemplo de diseño.....	72
CAPÍTULO 11: Diseño de Cimentaciones	80
11.1 Dimensionamiento de las cimentaciones	80
11.2. Verificación por Corte	82
11.3. Verificación por Punzonamiento	82
11.4. Diseño por Flexión.....	83
11.5. Ejemplos de Diseño	83
11.5.1. Diseño de zapata aislada	83
11.5.2. Diseño de zapata conectada.....	89
CAPÍTULO 12: Diseño de Escaleras	96
12.1. Ejemplo de diseño.....	96
CAPÍTULO 13: Metrado de Encofrado, Concreto y Acero	98
Comentarios y Conclusiones.....	100
Comentarios	100
Conclusiones.....	100
Referencias Bibliográficas.....	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.- Arquitectura del primer piso	2
Figura 1.2.- Arquitectura de piso típico	2
Figura 3.1.- Planta típica con las dimensiones escogidas	11
Figura 4.1.- Sección transversal de losa aligerada	12
Figura 4.2.- Aligerado convencional ubicado entre los ejes 1-2 / B-I	13
Figura 4.3.- Modelo estructural para la vigueta	13
Figura 4.4.- Envoltorio de fuerza cortante para la vigueta.....	14
Figura 4.5.- Envoltorio de momento flector para la vigueta.....	14
Figura 4.6.- Losa maciza ubicada entre los ejes 1-2 / A-B	14
Figura 4.7.- Viga V-07 ubicada sobre el eje 1	15
Figura 4.8.- Modelo estructural para la viga V-07.....	17
Figura 4.9.- Diagrama de fuerza cortante para la viga V-07.....	17
Figura 4.10.- Diagrama de momento flector para la viga V-07	17
Figura 4.11.- Ubicación en planta de la columna C-06.....	18
Figura 4.12.- Ubicación en planta de la placa PL-11	20
Figura 4.13.- Escalera típica	22
Figura 4.14.- Modelo estructural para el segundo tramo de la escalera típica.....	23
Figura 4.15.- Diagrama de fuerza cortante para el segundo tramo de la escalera típica.....	23
Figura 4.16.- Diagrama de momento flector para el segundo tramo de la escalera típica	23
Figura 5.1.- Vista en 3D del modelo estructural en el programa ETABS.....	24
Figura 5.2.- Vista en planta del modelo estructural en el programa ETABS.....	25
Figura 5.3.- Espectro de pseudoaceleraciones	34
Figura 6.1.- Bloque equivalente de compresiones	38
Figura 6.2.- Acero mínimo para secciones en forma de “T”	39
Figura 6.3.- Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas – Norma E 0.60	42
Figura 6.4.- Área efectiva de concreto en tracción – Norma E 0.60	42
Figura 6.5.- Corte de acero	43
Figura 6.6.- Distribución de acero en losa aligerada.....	47
Figura 7.1.- Modelo de losa maciza.....	50
Figura 7.2.- Distribución de acero en losa maciza.....	52
Figura 8.1.- Fuerza cortante de diseño en vigas – Norma E 0.60	54
Figura 8.2.- Requerimiento de estribos en vigas – Norma E 0.60	55
Figura 8.3.- Envoltorio de momento flector para viga V-07	56
Figura 8.4.- Envoltorio de fuerza cortante para viga V-07	57
Figura 8.5.- Distribución de acero longitudinal y transversal en la viga V-07	61
Figura 9.1.- Fuerza cortante de diseño en columnas – Norma E 0.60.	63
Figura 9.2.- Distribución de estribos – Norma E 0.60.	64
Figura 9.3.- Ejes globales y locales para columna C-06	65
Figura 9.4.- Diagrama de Interacción para M33	66
Figura 9.5.- Diagrama de Interacción para M22	67
Figura 9.6.- Distribución de acero longitudinal y transversal de la columna C-06.....	68
Figura 10.1.- Ejes globales y locales para placa PL-11	72
Figura 10.2.- Diagrama de Interacción para M33	74
Figura 10.3.- Diagrama de Interacción para M22	74
Figura 10.4.- Diagrama esfuerzo-deformación del concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	75
Figura 10.5.- Diagrama esfuerzo-deformación del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	75
Figura 10.6.- Diagrama momento-curvatura para $P_u = 327.59 \text{ tn}$	76
Figura 10.7.- Distribución de acero para la placa PL-11	79
Figura 11.1.- Distribución de esfuerzos en una cimentación.....	81
Figura 11.2.- Redistribución lineal de esfuerzos – Meyerhof.....	81
Figura 11.3.- Esquema para verificar cortante.....	82
Figura 11.4.- Esquema para verificar punzonamiento	83

Figura 11.5.- Ejes globales y locales para placa PL-04	84
Figura 11.6.- Esquema para determinación de esfuerzos – zapata aislada	84
Figura 11.7.- Diagrama de momento flector en la dirección larga	87
Figura 11.8.- Vista en planta del acero de la zapata aislada	88
Figura 11.9.- Elevación del muro del pit del ascensor – corte 1-1.....	88
Figura 11.10.- Ejes globales y locales para columna C-06 y placa PL-10.....	89
Figura 11.11.- Modelo de análisis para cimentaciones conectadas.....	90
Figura 11.12.- Esquema para determinación de esfuerzos – zapata conectada.....	91
Figura 11.13.- Modelo estructural de viga de cimentación.....	94
Figura 11.14.- Diagrama de momento flector para viga de cimentación.....	94
Figura 11.15.- Vista en planta del acero de la zapata conectada.....	95
Figura 11.16.- Viga de cimentación VC-02 (.30 x 1.00)	95
Figura 12.1.- Detalle del segundo tramo de la escalera típica	97

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.- Factor de reducción según el tipo de sollicitación.....	3
Tabla 3.1.- Predimensionamiento de losas aligeradas	7
Tabla 3.2.- Predimensionamiento de losa maciza.....	8
Tabla 3.3.- Predimensionamiento de vigas peraltadas	9
Tabla 3.4.- Predimensionamiento de columnas	10
Tabla 4.1.- Reducción de carga viva para la columna C-06	19
Tabla 4.2.- Reducción de carga viva para la placa PL-11.....	21
Tabla 5.1.- Parámetros sísmicos de la edificación	26
Tabla 5.2.- Masa sísmica, centro de masas y rigidez de cada nivel.....	27
Tabla 5.3.- Modos de vibración de la estructura para 3 grados de libertad por piso	28
Tabla 5.4.- Modos de vibración en traslación pura para la dirección X-X	28
Tabla 5.5.- Modos de vibración en traslación pura para la dirección Y-Y	29
Tabla 5.6.- Análisis de irregularidad torsional para la dirección X-X.....	30
Tabla 5.7.- Análisis de irregularidad torsional para la dirección Y-Y	30
Tabla 5.8.- Análisis de irregularidad de piso blando para la dirección X-X.....	31
Tabla 5.9.- Análisis de irregularidad de piso blando para la dirección Y-Y.....	31
Tabla 5.10.- Fuerzas laterales en la dirección X-X.....	33
Tabla 5.11.- Fuerzas laterales en la dirección Y-Y.....	33
Tabla 5.12.- Comprobación del factor de reducción.....	34
Tabla 5.13.- Cortante basal dinámica.....	35
Tabla 5.14.- Derivas de entrepiso en la dirección X-X (%).....	36
Tabla 5.15.- Derivas de entrepiso en la dirección Y-Y (%).....	36
Tabla 6.1.- Cuantías mínimas para el refuerzo de retracción y temperatura – Norma E 0.60	40
Tabla 6.2.- Refuerzo mínimo y máximo para la vigueta.....	43
Tabla 6.3.- Acero requerido y colocado en vigueta	44
Tabla 6.4.- Cortantes últimos en cada tramo de la vigueta	44
Tabla 6.5.- Deflexiones totales en el aligerado	46
Tabla 7.1.- Cargas de gravedad en losa maciza	50
Tabla 7.2.- Coeficientes para momentos positivos y negativos	50
Tabla 7.3.- Momentos positivos y negativos en losa maciza.....	51
Tabla 7.4.- Acero requerido y colocado en la dirección corta	51
Tabla 7.5.- Acero requerido y colocado en la dirección larga	51
Tabla 8.1.- Acero requerido y colocado para el tramo 1 de la viga V-07	56
Tabla 8.2.- Acero requerido y colocado para el tramo 2 de la viga V-07	56
Tabla 8.3.- Acero requerido y colocado para el tramo 3 de la viga V-07	57
Tabla 8.4.- Acero requerido y colocado para el tramo 4 de la viga V-07	57
Tabla 8.5.- Acero requerido y colocado para el tramo 5 de la viga V-07	57
Tabla 8.6.- Cálculo del cortante último de diseño para la viga V-07.....	58

Tabla 8.7.- Cálculo de la inercia efectiva para el tramo 1 de la viga V-07	59
Tabla 8.8.- Verificación de fisuración en el tramo 1 de la viga V-07	60
Tabla 9.1.- Fuerzas en columna C-06	65
Tabla 9.2.- Combinaciones de cargas para V22 y M33	65
Tabla 9.3.- Combinaciones de cargas para V33 y M22	66
Tabla 9.4.- Verificación por corte en la dirección X-X	67
Tabla 9.5.- Verificación por corte en la dirección Y-Y	68
Tabla 10.1.- Fuerzas en placa PL-11.....	73
Tabla 10.2.- Combinaciones de cargas para V22 y M33	73
Tabla 10.3.- Combinaciones de cargas para V33 y M22	73
Tabla 10.4.- Diseño por Cortante para dirección X-X.....	78
Tabla 11.1.- Fuerzas en placa PL-04.....	84
Tabla 11.2.- Esfuerzos en zapata aislada para cada combinación en servicio	85
Tabla 11.3.- Nuevos esfuerzos en zapata aislada.....	86
Tabla 11.4.- Esfuerzos últimos para zapata aislada	86
Tabla 11.5.- Acero requerido y colocado en zapata aislada.....	88
Tabla 11.6.- Fuerzas en columna C-06 – zapata interior	89
Tabla 11.7.- Fuerzas en placa PL-10 – zapata exterior	89
Tabla 11.8.- Esfuerzos en zapata conectada para cada combinación en servicio	91
Tabla 11.9.- Esfuerzos últimos para zapata interior.....	92
Tabla 11.10.- Esfuerzos últimos para zapata exterior	92
Tabla 11.11.- Acero requerido y colocado para zapata interior	94
Tabla 11.12.- Acero requerido y colocado para zapata exterior	94
Tabla 11.13.- Acero requerido y colocado para viga de cimentación.....	95
Tabla 12.1.- Acero requerido y colocado en el segundo tramo de la escalera típica	96
Tabla 13.1.- Resumen de metrado por elemento estructural.....	98
Tabla 13.2.- Ratios globales.....	98



CAPÍTULO 1: Generalidades

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo General

Realizar el diseño estructural de una edificación de concreto armado de acuerdo a las exigencias establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Realizar la estructuración de los elementos que conforman la edificación.
- Realizar el diseño en concreto armado de los diferentes elementos estructurales.
- Realizar el metrado de las partidas de encofrado, concreto y acero.
- Desarrollar los planos de arquitectura y estructuras para la edificación en estudio.

1.2. Características principales de la edificación

Para la presente tesis, se cuenta con un terreno en el distrito de San Miguel sobre el cuál se desarrollará una edificación de ocho niveles, de los cuales, el primer nivel está destinado para el uso exclusivo de locales comerciales, mientras que los niveles superiores están destinados para una residencia estudiantil.

Por otro lado, dado que el terreno está ubicado en una esquina, la edificación presentará accesos por ambas calles. Dichos accesos serán cinco y de uso peatonal, por lo que los vehículos se estacionarán en el exterior del edificio en determinados espacios. Cabe destacar que se tendrá especial cuidado con el tema de la torsión en planta, ya que es una irregularidad que se presenta en edificios en esquina.

De todos los accesos mencionados, solo uno sirve para entrar directamente al lobby y, posteriormente, a los departamentos de los estudiantes, ya que los demás permiten acceder a los locales comerciales ubicados en el primer piso. Desde la entrada del lobby es posible acceder a los dos halls de ascensores y a la escalera.

Los departamentos cuentan con uno, dos o tres dormitorios con baño, cocina y sala. Además, en la parte trasera del edificio existe una abertura para la iluminación y ventilación de las viviendas. Respecto a la altura del edificio, se cuenta con un primer entrespacio de 3.90 m y un entrespacio típico de 2.80 m, por lo que la altura total es de 23.50 metros al piso terminado de la azotea. En las siguientes imágenes se muestran la planta arquitectónica tanto del primer piso como del piso típico:

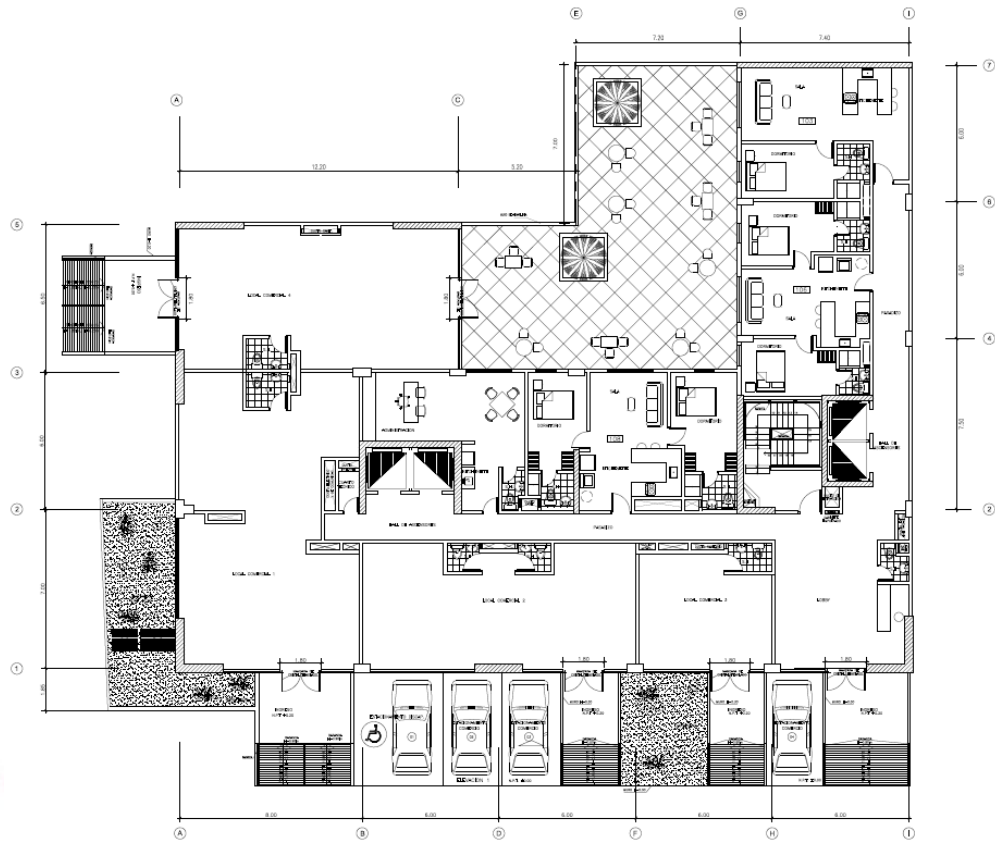


Figura 1.1.- Arquitectura del primer piso

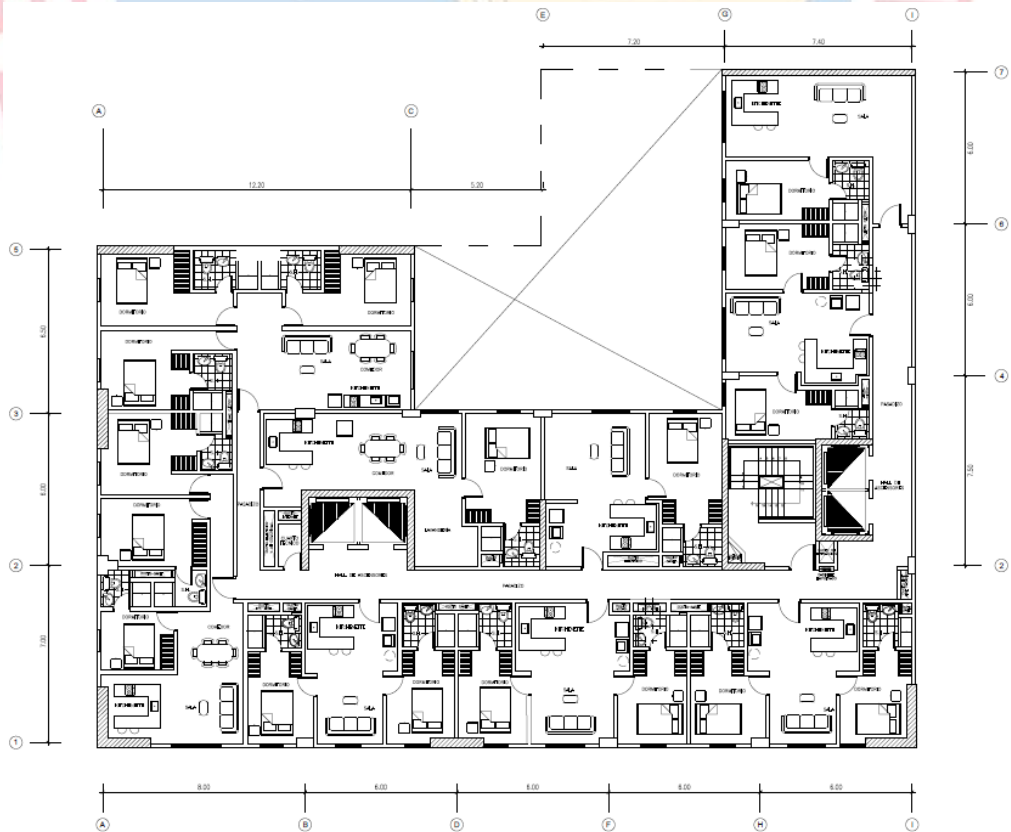


Figura 1.2.- Arquitectura de piso típico

1.3. Normas a utilizar

De acuerdo con los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones, se utilizarán las siguientes normas en la presente tesis:

- Norma E.020 de Cargas
- Norma E.030 de Diseño sismorresistente
- Norma E.060 de Concreto armado

1.4. Aspectos generales del diseño en concreto armado

1.4.1. Diseño por resistencia

En primer lugar, para utilizar este método, se deberá cumplir con las ecuaciones de equilibrio y deberá existir compatibilidad entre las deformaciones del concreto y el acero.

Las cargas utilizadas en el diseño, denominadas últimas, corresponden a una situación donde la probabilidad de ser excedidas, durante la vida útil de la estructura, es baja. Estas, se obtienen de amplificar las cargas en servicio por factores predeterminados, con lo cual se llega a la resistencia mínima requerida por la sección analizada. Este último valor deberá ser menor o igual a la resistencia suministrada a la sección mediante el uso de varillas de acero.

El factor de reducción de resistencia (ϕ) sirve para determinar la incertidumbre en el diseño debido a diversos efectos como la variabilidad en la resistencia de los materiales, suposiciones en las que se basa el método, etc. Los valores de dicho factor dependen del tipo de sollicitación que se presenta y se muestran a continuación:

Tabla 1.1.- Factor de reducción según el tipo de sollicitación

Sollicitación	Factor de reducción (ϕ)
Flexión y/o carga axial en tracción	0.90
Flexocompresión	0.70
Cortante	0.85

1.4.2. Cargas de Diseño

Las sollicitaciones en una edificación se clasifican de acuerdo a lo siguiente:

- **Carga muerta (CM)**
Conformada por el peso de los materiales, equipos, tabiques y otros elementos que sean permanentes o cuyo valor varíe muy poco en el tiempo.
- **Carga viva (CV)**

Constituida por el peso de los ocupantes, materiales, muebles y elementos móviles soportados por el edificio. El valor a utilizar de CV dependerá del uso de la edificación.

- **Carga de sismo (S)**

Compuesta por las fuerzas que un sismo induce en la base de la estructura.

De acuerdo a la Norma E 0.60 se deben realizar las siguientes combinaciones:

$$1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$0.9 CM \pm S$$

1.5. Características de los elementos no estructurales

Para el presente edificio, se utilizará una tabiquería de arcilla sólida como elemento no estructural, el cual solo servirá para la separación de ambientes y tendrá un espesor de 15 cm.

1.6. Propiedades mecánicas de los materiales

Los materiales a utilizar en el diseño en concreto armado son los siguientes:

Concreto

Dentro de sus propiedades es posible mencionar su alta resistencia a la compresión y su baja resistencia a la tracción. Debido a este último, se desprecia su aporte en la zona que soporta dicho tipo de sollicitación. Así, se considerarán las siguientes propiedades mecánicas:

- Resistencia a la compresión ($f'c$) = 210 kg/cm²
- Módulo de Poisson (ν) = 0.15
- Módulo de Elasticidad (E) = 15000 $\sqrt{f'c}$ kg/cm²

Acero

Es el material que refuerza al concreto en su zona de tracción para lograr un mejor desempeño. Debido a su comportamiento dúctil, es decir, sufre grandes deformaciones antes de romperse, se busca lograr que la sección falle de esa manera. Así, se evitan fallas repentinas e indeseadas. Las barras usadas son de acero corrugado grado 60, cuyas características se detallan a continuación:

- Límite de fluencia (f_y) = 4 200 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad (E) = 2 000 000 kg/cm²

CAPÍTULO 2: Estructuración

2.1. Criterios de Estructuración

La estructuración de un edificio se realiza en base a la arquitectura establecida, por lo que será necesario realizar una correcta distribución de los elementos estructurales, tales como losas macizas, losas aligeradas, vigas, columnas y placas, de tal forma que se mantenga la arquitectura y que el edificio cumpla con un objetivo primordial: mantenerse operativa durante su vida útil.

Lograr dicho objetivo conlleva a asegurar que la estructura posea un comportamiento adecuado ante sollicitaciones de gravedad y sismo. Por ello, se establecen los siguientes criterios:

- Simetría
- Resistencia y ductilidad
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Presencia de diafragmas rígidos
- Rigidez lateral
- Hiperestaticidad y monolitismo

2.2. Estructuración del Proyecto

La edificación en estudio se estructuró con un sistema de pórticos conformado por columnas y placas en ambas direcciones, de tal forma que se obtenga una mayor rigidez lateral y, así, evitar deformaciones laterales importantes.

Por otro lado, debido a la asimetría de la estructura, se buscó una distribución de los muros de corte, tal que no se generen problemas debido a la torsión en planta; por ello, se colocaron placas en las esquinas de la estructura. Asimismo, se eligió utilizar muros de concreto para la caja de ascensores y escalera.

El uso de los muros de 40 cm y en forma de “L” fue necesario, ya que la mayoría de las columnas tienen su peralte orientado en la dirección horizontal, por lo que no se tenían pórticos adecuados para disminuir los desplazamientos.

Como elementos horizontales se cuentan con vigas peraltadas y vigas chatas. Las primeras se encuentran formando pórticos y poseen un peralte de 60 y 70 cm, mientras que las otras se colocaron para soportar el peso de aquellos tabiques paralelos al sentido de techado de las losas aligeradas.

El espesor tanto de las losas aligeradas como de las losas macizas es de 25 cm, ya que se quiere tener un fondo de losa uniforme en toda la estructura. Por otro lado, la decisión de utilizar losas macizas fue debido a las luces importantes que presentan dichas losas; asimismo, se utilizaron en la llegada e inicio de la escalera en cada piso.



CAPÍTULO 3: Predimensionamiento

El presente capítulo se enfoca en determinar las dimensiones tentativas de los principales elementos que conforman la estructura a través de un conjunto de criterios y recomendaciones dados por la experiencia de profesionales a lo largo de los años. Este predimensionamiento se utilizará para realizar el análisis de la estructura y en caso de no cumplir con los requerimientos establecidos en las normas, será necesario realizar un proceso iterativo hasta encontrar las dimensiones óptimas.

3.1. Predimensionamiento de losas aligeradas

Para el dimensionamiento del espesor de una losa aligerada se suele utilizar la siguiente expresión:

$$h \geq \frac{L_n}{25}$$

donde:

h : espesor de la losa

L_n : menor luz libre de la losa

El espesor que se obtiene considera los 5 cm de losa que va por encima de las viguetas y de los ladrillos de techo.

Para el caso particular de estudio, se tienen las siguientes luces importantes:

Tabla 3.1.- Predimensionamiento de losas aligeradas

Paño	L_n (m)	$L_n/25$ (m)	h (m)
3-5/B-C	3.95	0.16	0.25
2-3/C-E	4.95	0.20	0.25
4-6/G-I	5.70	0.23	0.25
1-2/C-E	5.75	0.23	0.25

Del cuadro anterior, se observa que en ciertos paños se podría utilizar un espesor de 20 cm, sin embargo, para que toda la estructura cuente con la misma altura de fondo de losa, se decidió escoger un espesor de 25 cm para todos los aligerados.

3.2. Predimensionamiento de losas macizas

El espesor de las losas macizas se puede obtener utilizando cualquiera de las siguientes expresiones:

$$h \geq \frac{L_n}{40} \quad o \quad h \geq \text{Perímetro}/180$$

donde:

h : espesor de la losa

L_n : máxima luz libre de la losa

El siguiente cuadro muestra la obtención del espesor de la losa maciza con mayor área de la estructura en estudio:

Tabla 3.2.- Predimensionamiento de losa maciza

Paño	L1 (m)	L2 (m)	Perímetro (m)	Luz máx. (m)	Perímetro/180 (m)	$L_n/40$ (m)	h (m)
1-2/A-B	7.75	6.73	28.96	7.75	0.16	0.19	0.25

Según el cuadro anterior, el espesor de la losa maciza podría ser de 20 cm, sin embargo, para que se pueda observar un fondo de losa uniforme en toda la estructura, se optó por un espesor igual al de la losa aligerada, en este caso de 25 cm.

3.3. Predimensionamiento de vigas

En el predimensionamiento de vigas se debe tener en cuenta tres factores importantes: momento resistente, deflexiones y rigidez. Estos están íntimamente relacionados con el peralte de la viga, ya que a mayor peralte se tendrá mayor momento resistente, menores deflexiones y mayor rigidez a cargas laterales.

Como regla práctica, el peralte se puede obtener entre el décimo o el doceavo de la luz libre. Por otro lado, el ancho de la viga se podrá estimar entre el 30% y el 50 % del peralte y no deberá ser menor de 25 cm para aquellas vigas que formen parte de pórticos resistentes a cargas laterales.

A continuación, se muestra una tabla-resumen con el cálculo de las dimensiones tentativas para el caso en estudio:

Tabla 3.3.- Predimensionamiento de vigas peraltadas

Viga	Ln (m)	h tentativo		b tentativo		Sección escogida (m)
		Ln/12 (m)	Ln/10 (m)	0.30 h (m)	0.50 h (m)	
V-01	6.68	0.56	0.67	0.20	0.33	.30x.70
V-02	6.55	0.55	0.66	0.20	0.33	.30x.70
V-03	6.68	0.56	0.67	0.20	0.33	.30x.70
V-04	7.40	0.62	0.74	0.22	0.37	.30x.70
V-05	3.45	0.29	0.35	0.10	0.17	.25x.60
V-06	7.25	0.60	0.73	0.22	0.36	.40x.70
V-07	5.75	0.48	0.58	0.17	0.29	.40x.70
V-08	5.33	0.44	0.53	0.16	0.27	.40x.70
V-09	6.18	0.51	0.62	0.19	0.31	.30x.70
V-10	6.60	0.55	0.66	0.20	0.33	.30x.70
V-11	6.18	0.51	0.62	0.19	0.31	.30x.70
V-12	6.60	0.55	0.66	0.20	0.33	.30x.70
V-13	3.25	0.27	0.33	0.10	0.16	.25x.60
V-14	6.60	0.55	0.66	0.20	0.33	.30x.70
V-15	5.70	0.48	0.57	0.17	0.29	.25x.60
V-16	6.60	0.55	0.66	0.20	0.33	.30x.70
V-17	6.80	0.57	0.68	0.20	0.34	.30x.70

3.4. Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de las columnas se realiza considerando solo el efecto de compresión, siempre y cuando, se tengan muros de corte en ambas direcciones, de tal forma que la resistencia y rigidez estén controlados por estos elementos. Por lo tanto, las expresiones para el predimensionamiento son las siguientes:

$$A_{Colum} = \frac{P_{Serv.}}{0.45 \times f'c}$$

$$A_{Colum} = \frac{P_{Serv.}}{0.35 \times f'c}$$

La primera fórmula se utiliza para columnas interiores mientras que la segunda fórmula para columnas exteriores o esquineras.

A continuación, se muestra una tabla-resumen con el predimensionamiento de las columnas:

Tabla 3.4.- Predimensionamiento de columnas

Columna	A tributaria (m ²)	Carga axial (tn)	A requerida (m ²)	A seleccionada (m ²)	Sección seleccionada (m)
C-01	24.5	196.00	0.27	0.28	.40x.70
C-02	21.00	168.00	0.23	0.28	.40x.70
C-03	21.00	168.00	0.23	0.28	.40x.70
C-04	26.00	208.00	0.28	0.48	.80x.80x.40
C-05	20.44	163.48	0.22	0.21	.30x70
C-06	38.13	305.00	0.32	0.32	.40x.80
C-07	15.28	122.24	0.13	0.21	.30x70
C-08	18.60	148.80	0.16	0.21	.30x70
C-09	24.98	199.80	0.21	0.21	.30x70
C-10	24.98	199.80	0.27	0.21	.30x70
C-11	22.20	177.60	0.19	0.21	.30x70
C-12	22.20	177.60	0.24	0.21	.30x70

3.5. Predimensionamiento de muros de corte

El predimensionamiento de los muros de corte se realiza de tal forma que se brinde una adecuada rigidez en ambas direcciones y para soportar la mayor parte de las fuerzas sísmicas. Por ello, se estableció un espesor inicial de 25 cm para todas las placas, el cual es mayor al mínimo establecido en la Norma E 0.60.

Cabe resaltar que la longitud y el espesor de los muros de corte se fue variando de acuerdo a los resultados del análisis sísmico.

3.6. Predimensionamiento de escaleras

Para el predimensionamiento de la escalera se utilizó el Reglamento Nacional de Edificaciones, el cual estipula lo siguiente:

- Las edificaciones deberán tener escaleras que comuniquen todos los niveles.
- La dimensión de los descansos deberá tener un mínimo de 0.90 m.
- Se deberá cumplir con la regla de 2 contrapasos + 1 paso = 60 – 64 cm, en cada tramo de la escalera.
- Los pasos tendrán un mínimo de 25 cm, mientras que los contrapasos un máximo de 18 cm.

El edificio en estudio cuenta con una altura de piso a techo de 3.90 m para el primer piso, por lo que se dispondrán de 22 contrapasos de 17 cm y uno de 16 cm, correspondiente al último piso, y pasos de 25 cm. Por otro lado, la altura a partir del segundo piso es de 2.80 m, por lo

que se dispondrán de 16 contrapasos de 17.5 cm cada uno y pasos de 25 cm. Asimismo, para ambos casos, la escalera será de dos tramos y un descanso por cada piso.

Adicionalmente, el espesor de cada uno de los descansos será de 20 cm y la escalera tendrá una garganta de 15 cm.

Para finalizar con el predimensionamiento, se muestra a continuación la planta típica con las dimensiones escogidas:

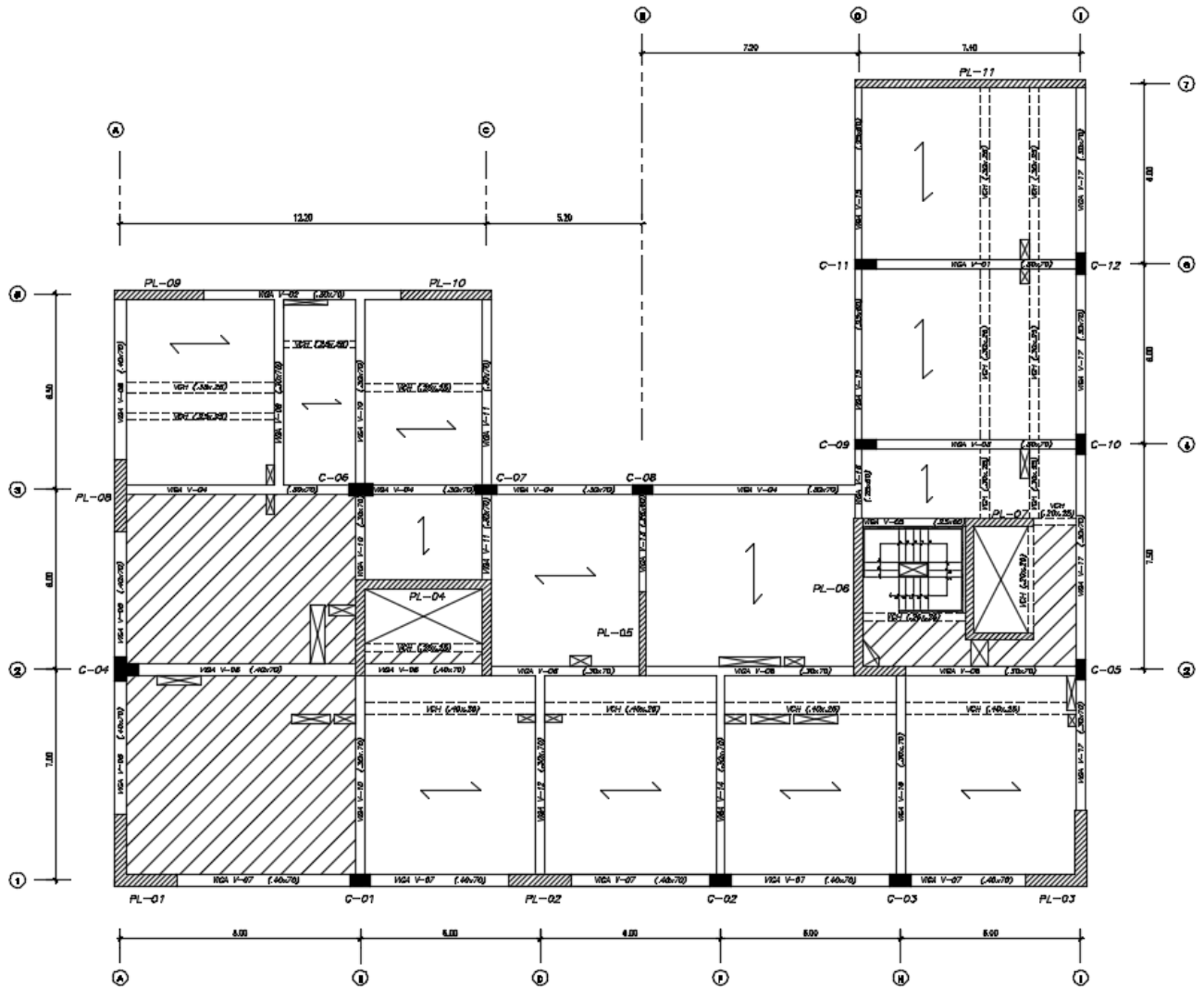


Figura 3.1.- Planta típica con las dimensiones escogidas

CAPÍTULO 4: Análisis por Cargas de Gravedad

En este capítulo, se realizará el metrado de cargas para cada elemento estructural de la edificación en estudio y, posteriormente, se obtendrán los diagramas de fuerzas internas para los elementos horizontales. Para ello, se tendrán en cuenta dos tipos de solicitaciones: carga muerta (CM) y carga viva (CV). La primera corresponde al peso propio de los elementos, mientras que la segunda corresponde a las cargas móviles que existirán sobre la estructura.

4.1. Cargas y Pesos Unitarios

Para la obtención de las solicitaciones mencionadas, se tomarán en cuenta los siguientes pesos unitarios que establece la Norma E 0.20:

Carga Muerta

- Concreto armado 2400 kg/m^3
- Tabiquería de arcilla sólida ($e = 15 \text{ cm}$) 1800 kg/m^3
- Aligerado convencional ($h = 25 \text{ cm}$) 350 kg/m^2
- Losa maciza ($h = 25 \text{ cm}$) 600 kg/m^2
- Piso terminado 100 kg/m^2

Carga Viva

- Viviendas 200 kg/m^2
- Corredores y escaleras 200 kg/m^2

4.2. Análisis de losas aligeradas

El aligerado elegido posee un espesor de 25 cm y cuenta con una sección de vigueta en forma de "T", la cual posee un ancho de ala de 40 cm, un alma de 10 cm y una losa superior de 5 cm, por lo que se utilizarán ladrillos de arcilla de 20 cm de altura. La siguiente figura esquematiza lo descrito anteriormente:

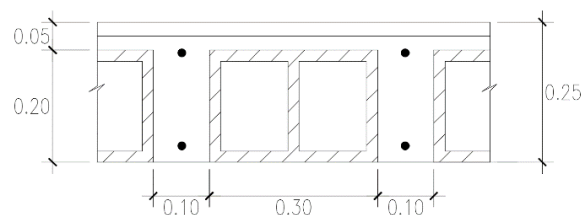


Figura 4.1.- Sección transversal de losa aligerada

A modo de ejemplo, se realizará el metrado del aligerado de cuatro tramos ubicado entre los ejes 1-2 / B-I (ver Figura 4.2), correspondiente a la planta típica del edificio.

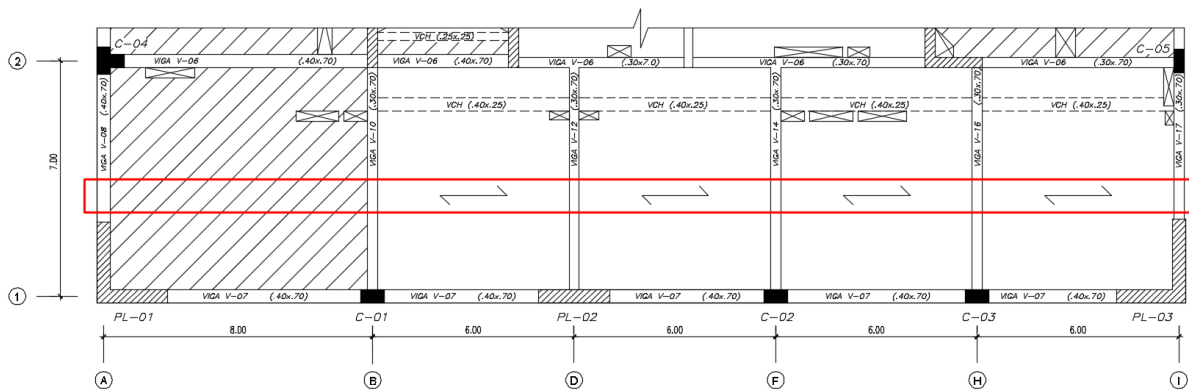


Figura 4.2.- Aligerado convencional ubicado entre los ejes 1-2 / B-I

A continuación, se detalla el metrado:

Carga Muerta

- Peso propio = $0.350 \times 0.40 = 0.14 \text{ tn/m}$
- Piso terminado = $0.10 \times 0.40 = 0.04 \text{ tn/m}$
- Carga puntual de tabiquería = $1.8 \times 0.40 \times 0.15 \times 2.55 = 0.275 \text{ tn}$

Carga Viva

- Sobrecarga = $0.20 \times 0.40 = 0.08 \text{ tn/m}$

Para realizar el análisis por cargas de gravedad, la vigueta se modeló como simplemente apoyada en las vigas peraltadas y se tomó como tramo continuo a la losa maciza del extremo izquierdo. Además, las cargas colocadas en la losa maciza corresponden a las que se utilizarán en la sección 4.3, pero para un ancho de 0.40 metros. La siguiente imagen muestra el modelo estructural considerado y la distribución de cargas en cada uno de los tramos:

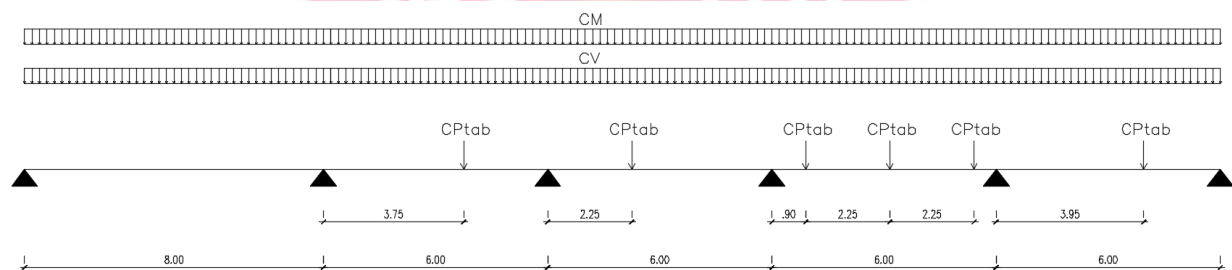


Figura 4.3.- Modelo estructural para la vigueta

Como se sabe, la carga muerta siempre estará presente en la estructura, por lo que es necesario realizar un análisis de la distribución de la carga viva que produzca las máximas fuerzas internas en la vigueta. Para ello, se tendrán en cuenta las siguientes disposiciones:

- La carga muerta estará amplificada en cada uno de los tramos con la carga viva amplificada en tramos alternos.
- La carga muerta estará amplificada en cada uno de los tramos con la carga viva amplificada en dos tramos adyacentes.

Luego de realizar cada una de las combinaciones indicadas anteriormente, se procede a obtener las envolventes de fuerza cortante y momento flector. Estas, se muestran a continuación:

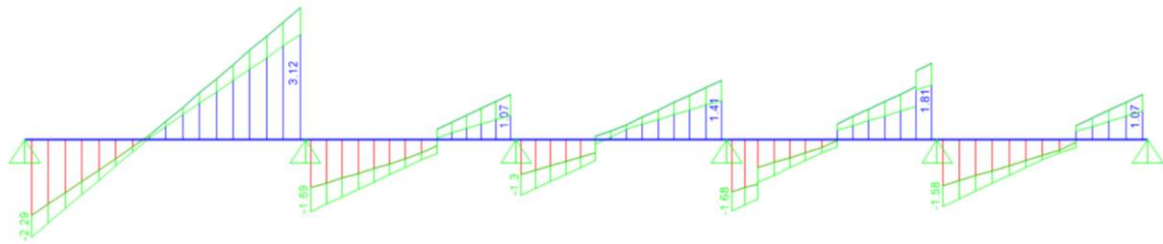


Figura 4.4.- Envolvente de fuerza cortante para la vigueta



Figura 4.5.- Envolvente de momento flector para la vigueta

4.3. Análisis de losas macizas

A modo de ejemplo, se realizará el metrado de la losa maciza ubicada entre los ejes 1-2 / A-B (ver Figura 4.6), correspondiente a la planta típica del edificio.

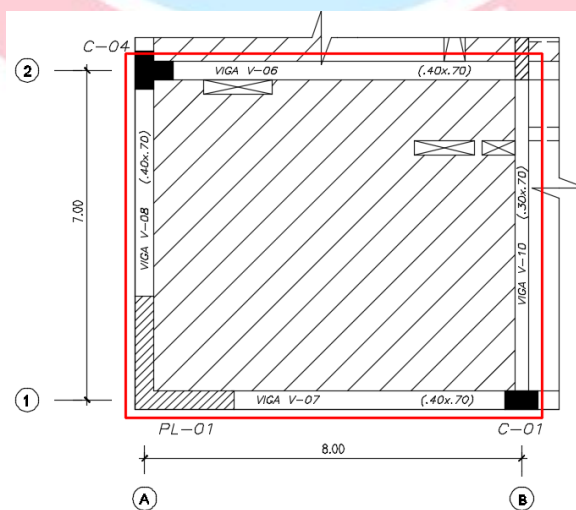


Figura 4.6.- Losa maciza ubicada entre los ejes 1-2 / A-B

A continuación, se detalla el metrado:

Carga Muerta

- Peso propio = $2.4 \times 0.25 = 0.60 \text{ tn/m}^2$
- Piso terminado = 0.10 tn/m^2
- Tabiquería = 0.31 tn/m^2

Carga Viva

- Sobrecarga = 0.20 tn/m^2

Cabe resaltar que la carga de la tabiquería por unidad de área se obtuvo al calcular el peso de todos los tabiques, dentro de la losa maciza, entre el área de la losa. Por otro lado, dado a que la losa no resiste solicitaciones de sismo, las fuerzas internas se obtendrán al amplificar las cargas de gravedad. El procedimiento para obtener dichas fuerzas se detalla en el Capítulo 7.

4.4. Análisis de vigas peraltadas

A modo de ejemplo, se realizará el metrado de la viga peraltada V-07 (.30x.70 m) ubicada sobre el eje 1 (ver Figura 4.7), correspondiente a la planta típica del edificio.

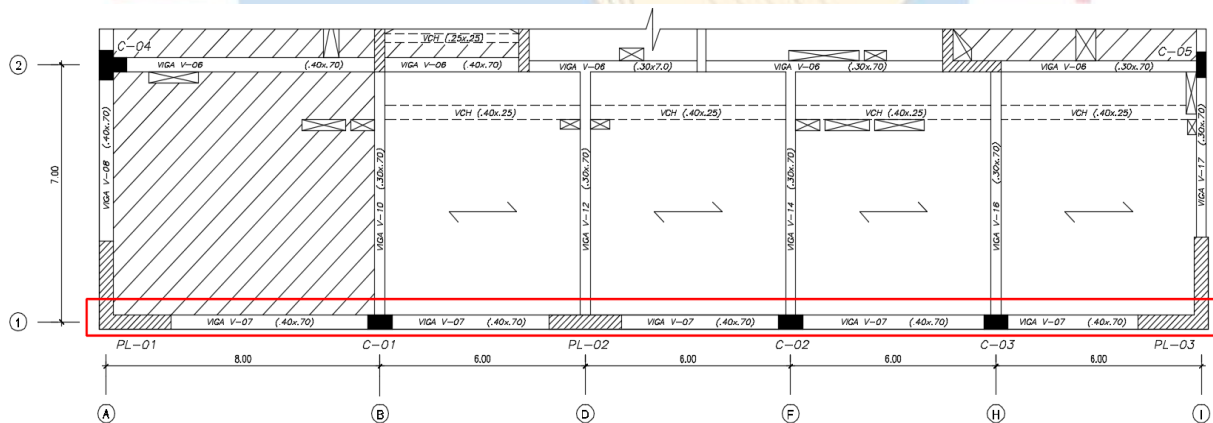


Figura 4.7.- Viga V-07 ubicada sobre el eje 1

El metrado de la viga peraltada se realiza con el área tributaria. Para el caso de los aligerados, si estos se encuentran armados de manera perpendicular al elemento, se considerará la mitad del paño. En cambio, si se presenta un armado paralelo, se utilizará un ancho tributario igual a cuatro veces el espesor del aligerado. Esto se debe al monolitismo existente por el vaciado de ambos elementos al mismo tiempo (San Bartolomé, 1998). Con respecto a las losas macizas, se utilizará el método del sobre para determinar dicha área. A continuación, se detalla el metrado para cada tramo de la viga:

Tramo entre ejes A-B

Carga Muerta

- Peso propio = $2.4 \times 0.40 \times 0.70 = 0.672 \text{ tn/m}$
- Peso losa maciza = $2.4 \times 0.25 \times 3.30 = 1.98 \text{ tn/m}$
- Piso terminado = $0.10 \times 3.30 = 0.33 \text{ tn/m}$
- Peso tabique sobre viga = $1.8 \times 0.15 \times (2.80 - 0.70) = 0.567 \text{ tn/m}$
- Peso tabique sobre viga y debajo de ventana = $1.8 \times 0.15 \times 0.90 = 0.243 \text{ tn/m}$
- Carga puntual de tabiquería en losa = $1.8 \times 0.15 \times (2.80 - 0.25) \times 2.53 = 1.74 \text{ tn}$

Carga Viva

- Sobrecarga = $0.20 \times 3.30 = 0.66 \text{ tn/m}$

Tramos entre ejes B-D, D-F, F-H y H-I

Carga Muerta

- Peso propio = $2.4 \times 0.40 \times 0.70 = 0.672 \text{ tn/m}$
- Peso aligerado = $0.35 \times 4 \times 0.25 = 0.35 \text{ tn/m}$
- Piso terminado = $0.10 \times 4 \times 0.25 = 0.10 \text{ tn/m}$
- Peso tabique sobre viga = $1.8 \times 0.15 \times (2.80 - 0.70) = 0.567 \text{ tn/m}$
- Peso tabique sobre viga y debajo de ventana = $1.8 \times 0.15 \times 0.90 = 0.243 \text{ tn/m}$
- Peso tabiques sobre aligerado (tramo B-D) = $0.25 \times 4 \times 0.25 = 0.25 \text{ tn/m}$
- Peso tabiques sobre aligerado (tramo D-F) = $0.21 \times 4 \times 0.25 = 0.21 \text{ tn/m}$
- Peso tabiques sobre aligerado (tramo F-H) = $0.42 \times 4 \times 0.25 = 0.42 \text{ tn/m}$
- Peso tabiques sobre aligerado (tramo H-I) = $0.23 \times 4 \times 0.25 = 0.253 \text{ tn/m}$

Carga Viva

- Sobrecarga = $0.20 \times 4 \times 0.25 = 0.20 \text{ tn/m}$

Como se observa, se consideran distintas cargas distribuidas para los tabiques sobre el aligerado de acuerdo al tramo analizado. Esto se debe a que la cantidad de estos elementos no estructurales es variable en cada uno de los paños.

Para realizar el análisis por cargas de gravedad, se utilizó el modelo especificado por la Norma E 0.60, la cual indica que las columnas se podrán considerar como empotradas en sus extremos lejanos en ambos entrepisos. Asimismo, los extremos de la viga se consideraron como empotrados debido a la presencia de placas. A continuación, se muestra el modelo estructural:

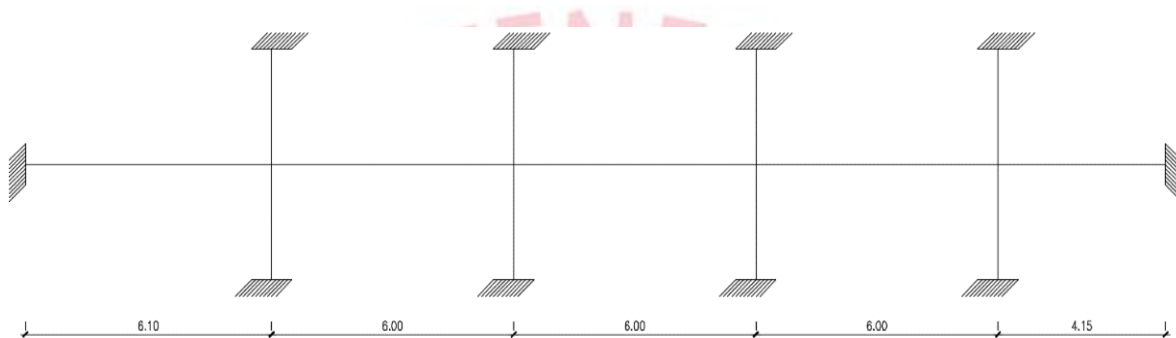


Figura 4.8.- Modelo estructural para la viga V-07

Luego de realizar la amplificación de las cargas de gravedad, mediante la combinación $1.4CM + 1.7CV$, se procede a obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flector. Estos, se muestran a continuación:

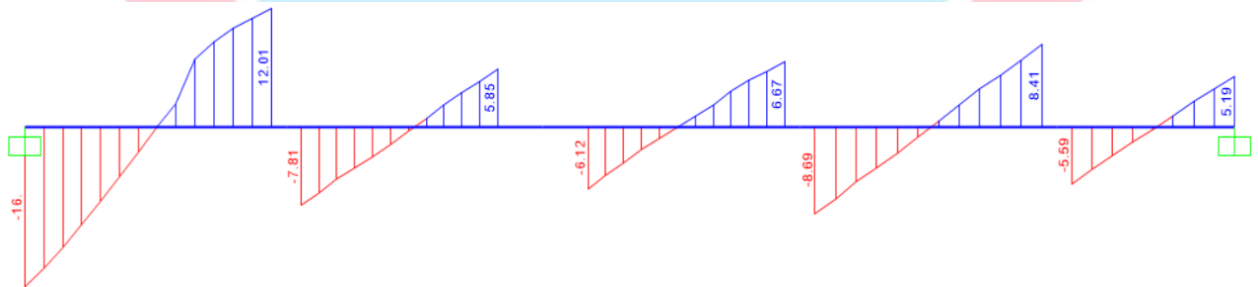


Figura 4.9.- Diagrama de fuerza cortante para la viga V-07

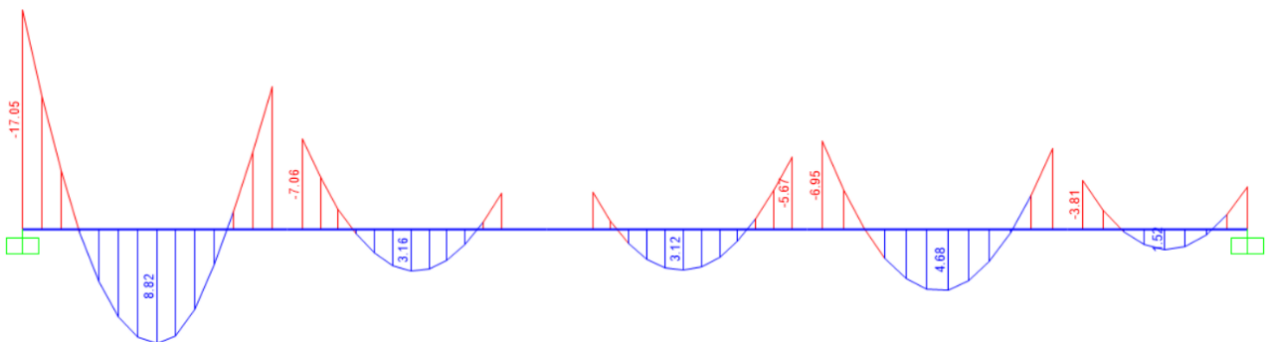


Figura 4.10.- Diagrama de momento flector para la viga V-07

4.5. Análisis de columnas

Para el metrado de columnas, se utiliza el área tributaria para calcular las cargas que reciben de las losas y vigas. Asimismo, se realiza una reducción de la carga viva, dado a que la probabilidad de que toda el área esté cargada es baja. Las consideraciones para realizar la reducción, de acuerdo a la Norma E 0.20, son las siguientes:

- El área de influencia deberá ser mayor que 40 m^2 , caso contrario no se aplicará ninguna reducción.
- El valor de la carga viva reducida no deberá ser menor a la mitad de la carga viva sin reducir.
- Para las columnas o muros que soporten más de un piso se deberán sumar las áreas de influencia de los diferentes pisos.

A modo de ejemplo, se realizará el metrado de toda la columna C-06. La siguiente imagen proporciona su ubicación en planta:

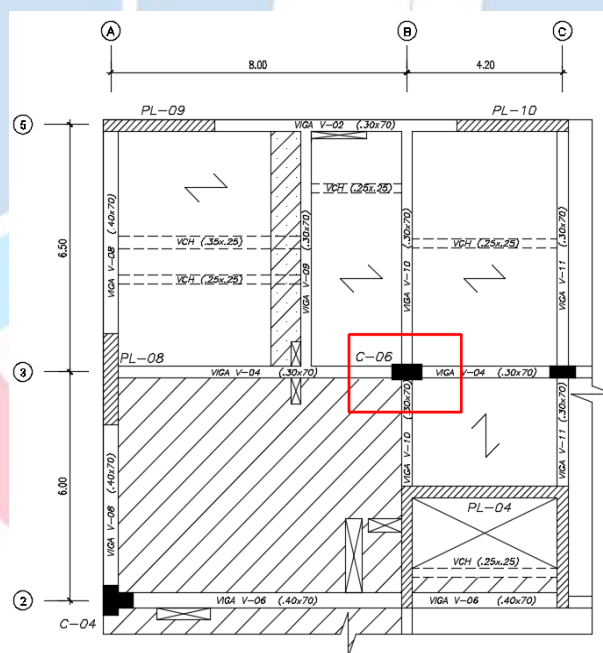


Figura 4.11.- Ubicación en planta de la columna C-06

A continuación, se detalla el metrado:

Carga Muerta

- Peso losa aligerada = $0.35 \times 23.98 = 8.39 \text{ tn}$

- Peso losa maciza = $0.60 \times 4.80 = 2.88 \text{ tn}$

- Piso terminado = $0.10 \times 28.05 = 2.80$ tn
- Peso vigas peraltadas = $0.504 \times (3.10 + 4.25) + 0.504 \times 5.30 = 6.37$ tn
- Peso vigas chatas = $0.15 \times 1.13 = 0.17$ tn
- Peso tabiquería sobre losas = 5.96 tn
- Peso tabiquería sobre vigas = $0.567 \times 3.10 = 1.76$ tn
- Peso propio piso típico = $2.4 \times 0.40 \times 0.80 \times 2.80 = 2.15$ tn
- Peso propio primer piso = $2.4 \times 0.40 \times 0.80 \times 4.60 = 3.53$ tn

Carga Viva

- Sobrecarga azotea = $0.10 \times 28.05 = 2.80$ tn
- Sobrecarga piso típico = $0.20 \times 28.05 = 5.61$ tn

Luego, se calculan las cargas muerta y viva para el piso típico y para la azotea:

- Carga muerta total azotea = 22.60 tn
- Carga muerta total típico = 30.49 tn
- Carga muerta total primer piso = 33.12 tn
- Carga viva total azotea = 2.80 tn
- Carga viva total piso típico = 5.61 tn

En la siguiente tabla se muestra la reducción de carga viva y el resultado final del metrado de cargas de la columna C-06:

Tabla 4.1.- Reducción de carga viva para la columna C-06

Nivel	CV Acum. (tn)	At (m ²)	k	Ai (m ²)	f reducción	CV Reducida (tn)	CM Acum. (tn)
8	2.80	28.05	2.00	56.09	0.86	2.42	22.60
7	8.41	56.09	2.00	112.18	0.68	5.76	53.09
6	14.02	84.14	2.00	168.27	0.60	8.48	83.58
5	19.63	112.18	2.00	224.36	0.56	10.94	114.07
4	25.24	140.23	2.00	280.45	0.52	13.23	144.56
3	30.85	168.27	2.00	336.54	0.50	15.45	175.05
2	36.46	196.32	2.00	392.63	0.50	18.23	205.55
1	42.07	224.36	2.00	448.72	0.50	21.03	238.67

Los valores de las columnas en color verde se utilizarán para el diseño de la columna en el Capítulo 9.

4.6. Análisis de muros de corte

A igual que las columnas, el metrado de los muros de corte se realiza con el área tributaria para calcular las cargas que reciben de las losas y vigas. Además, se utilizarán las mismas especificaciones para la reducción de la carga viva indicadas en la sección 4.5.

A modo de ejemplo, se realizará el metrado de la placa PL-11. La siguiente imagen proporciona su ubicación en planta:

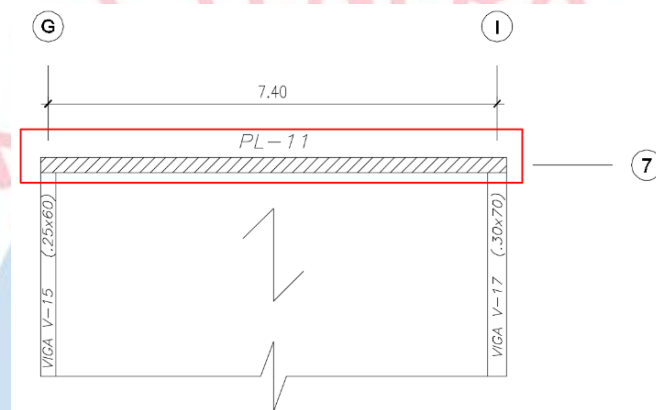


Figura 4.12.- Ubicación en planta de la placa PL-11

A continuación, se detalla el metrado:

Carga Muerta

- Peso losa aligerada = $0.35 \times 22.20 = 7.77$ tn
- Piso terminado = $0.10 \times 22.20 = 2.22$ tn
- Peso vigas peraltadas = $0.36 \times 3.0 + 0.504 \times 3.0 = 2.59$ tn
- Peso tabiquería sobre losas = 3.31 tn
- Peso propio piso típico = $2.4 \times 2.80 \times 0.25 \times 7.675 = 12.89$ tn
- Peso propio primer piso = $2.4 \times 4.60 \times 0.25 \times 7.675 = 21.18$ tn

Carga Viva

- Sobrecarga azotea = $0.10 \times 22.20 = 2.22$ tn
- Sobrecarga piso típico = $0.20 \times 22.20 = 4.44$ tn

Luego, se calculan las cargas muerta y viva para el piso típico y para la azotea:

- Carga muerta total azotea = 25.48 tn
- Carga muerta total típico = 28.78 tn
- Carga muerta total primer piso = 37.07 tn
- Carga viva total azotea = 2.22 tn
- Carga viva total piso típico = 4.44 tn

En la siguiente tabla se muestra la reducción de carga viva y el resultado final del metrado de cargas de la placa PL-11:

Tabla 4.2.- Reducción de carga viva para la placa PL-11

Nivel	CV Acum. (tn)	At (m2)	k	Ai (m2)	f reducción	CV Reducida (tn)	CM Acum. (tn)
8	2.22	22.20	2.00	44.40	0.94	2.09	25.48
7	6.66	44.40	2.00	88.80	0.74	4.92	54.26
6	11.10	66.60	2.00	133.20	0.65	7.20	83.04
5	15.54	88.80	2.00	177.60	0.60	9.25	111.82
4	19.98	111.00	2.00	222.60	0.56	11.16	140.60
3	24.42	133.20	2.00	266.00	0.53	12.99	169.38
2	28.86	155.40	2.00	310.80	0.51	14.75	198.17
1	33.30	177.60	2.00	355.20	0.50	16.65	235.24

Los valores de las columnas en color verde se utilizarán para el diseño de la placa en el Capítulo 10.

4.7. Análisis de escaleras

Las escaleras solo se ven solicitadas por cargas de gravedad; entonces, para realizar el metrado de estas, se debe determinar el peso propio de sus componentes, tales como la rampa y los descansos, y la sobrecarga. Para el caso específico de la rampa, el peso se obtiene con la siguiente expresión:

$$W_{rampa} = \gamma_c \times \left(\frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right)$$

donde:

γ_c : peso específico del concreto

cp : dimensión del contrapaso de la escalera

t : espesor de la garganta

p : dimensión del paso de la escalera

A modo de ejemplo, se realizará el metrado para el segundo tramo de la escalera típica que se muestra en la siguiente imagen:

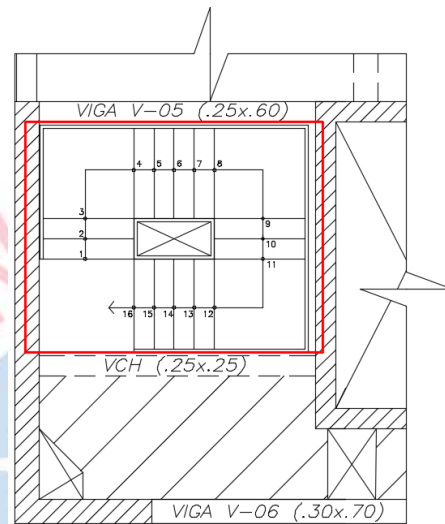


Figura 4.13.- Escalera típica

A continuación, se detalla el metrado:

$$\frac{W_{rampa}}{\gamma_c} = \left(\frac{0.175}{2} + 0.15 \times \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right) = 0.184 \text{ m}$$

Carga Muerta

- Peso propio de rampa = $2.4 \times 0.184 \times 1.20 = 0.53 \text{ tn/m}$
- Peso propio de descanso = $2.4 \times 0.2 \times 1.20 = 0.576 \text{ tn/m}$
- Piso terminado = $0.10 \times 1.20 = 0.12 \text{ tn/m}$
- Peso tramo 1 y 3 sobre descanso = 0.90 tn/m

Carga Viva

- Sobrecarga = $0.20 \times 1.20 = 0.24 \text{ tn/m}$

Para realizar el análisis por cargas de gravedad, la escalera se modeló como simplemente apoyada en las placas. A continuación, se muestra el modelo estructural y la distribución de las cargas:

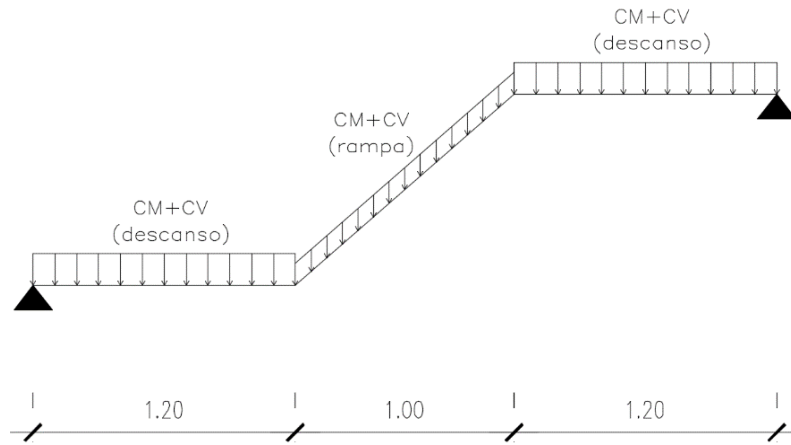


Figura 4.14.- Modelo estructural para el segundo tramo de la escalera típica

Luego de realizar la amplificación de las cargas de gravedad, mediante la combinación $1.4CM + 1.7CV$, se procede a obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flector. Estos, se muestran a continuación:

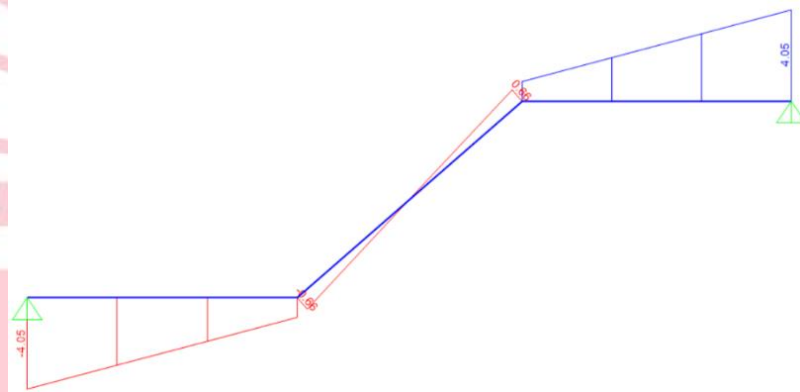


Figura 4.15.- Diagrama de fuerza cortante para el segundo tramo de la escalera típica

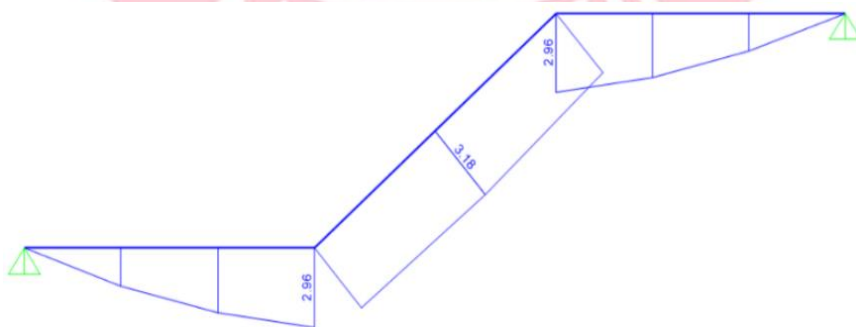


Figura 4.16.- Diagrama de momento flector para el segundo tramo de la escalera típica

CAPÍTULO 5: Análisis Sísmico El análisis sísmico de la estructura se realiza para conocer su comportamiento bajo solicitaciones de sismo, analizar la existencia de irregularidades, tanto en planta como en altura, verificar que las derivas máximas cumplan con lo estipulado en la Norma E 0.30, entre otras características que se detallarán más adelante.

5.1. Modelo Estructural

La estructura en estudio consta de placas de 25 cm, 30 cm y 40 cm de espesor, las cuales se ubican en la zona de escaleras, ascensores y/o donde la arquitectura lo permita. Por otro lado, el sistema de techado escogido fue tanto de losas aligeradas de 25 cm como de losas macizas del mismo espesor. Además, las secciones de las columnas adoptadas son de 30x70 cm, 40x70 cm, 40x80 cm y una sección T de 80x80x40 cm. Mientras que se usaron secciones de 25x60 cm, 30x70cm y 40x70 cm para las vigas, de acuerdo al predimensionamiento realizado y a las solicitaciones que se presentan.

Cabe resaltar que el modelamiento y su posterior análisis se realizaron con el programa ETABS v16. A continuación, se muestran las vistas en 3D y en planta de la estructura:

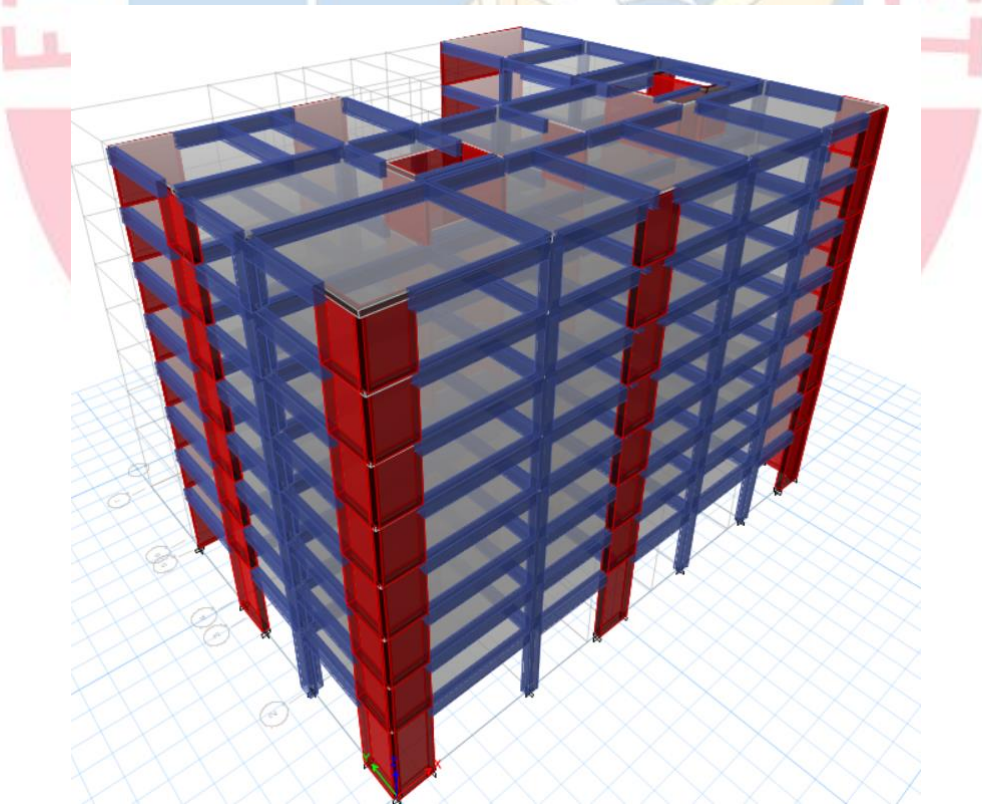


Figura 5.1.- Vista en 3D del modelo estructural en el programa ETABS

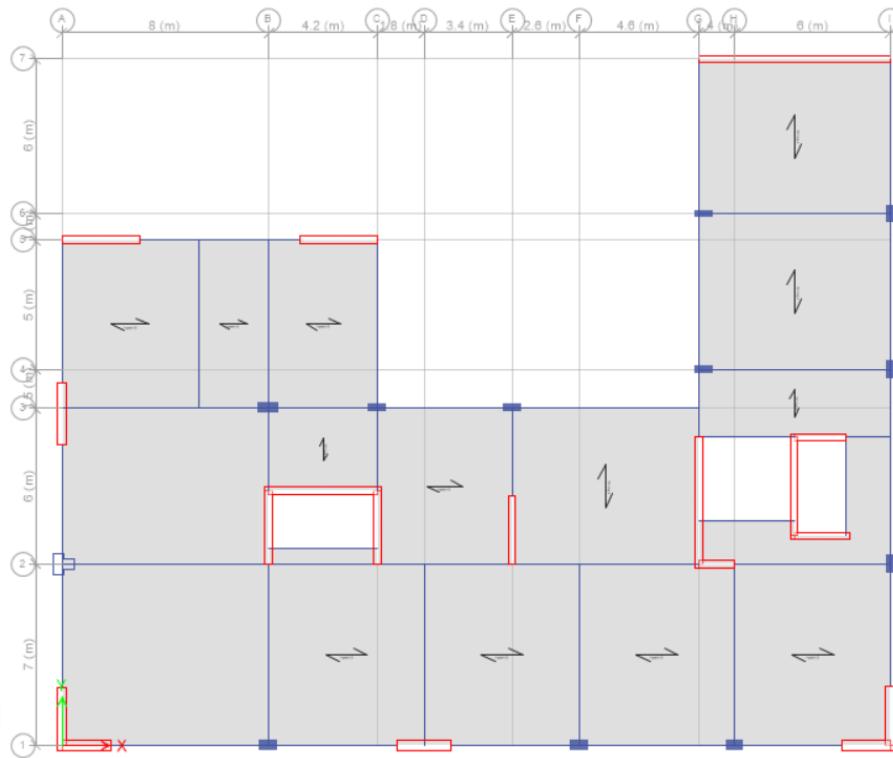


Figura 5.2.- Vista en planta del modelo estructural en el programa ETABS

A parte de las características mencionadas anteriormente, es preciso destacar las siguientes consideraciones para el modelamiento:

- La base de las columnas y placas se consideró empotrada en la base, dado la buena resistencia del suelo en el terreno donde se ejecutará el proyecto.
- Las conexiones perpendiculares entre vigas y placas se consideran articuladas, dado que no existe la longitud necesaria para que las vigas desarrollen su anclaje. La misma lógica se siguió para aquellas vigas que conectan perpendicularmente a la dimensión más corta de las columnas.
- A cada nivel de la estructura se le asignó un diafragma rígido con 3 grados de libertad, dos de los cuales son de traslación horizontal, en X e Y, y el otro de rotación en el plano horizontal.

5.2. Parámetros Sísmicos de la Edificación

Los parámetros sísmicos se obtuvieron de acuerdo a la Norma E.030 y se detallan a continuación:

- **Factor de Zona (Z):** Este parámetro representa la aceleración máxima del suelo con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Dado que la estructura se encuentra en Lima Metropolitana, el factor de zona resulta ser de $Z = 0.45$.
- **Factor de Uso (U):** Este parámetro relaciona la importancia de la estructura con el uso que tendrá. Para este caso, se cuenta con un edificio de viviendas y comercio, por lo que el factor de uso es $U = 1.00$.
- **Parámetro del Suelo (S), (T_p) y (T_L):** La resistencia del suelo en Lima es buena, por lo que al suelo se lo califica como S1; así, le corresponde los factores $S = 1.00$, $T_p = 0.40$ y $T_L = 2.50$, dado que $Z = 0.45$.
- **Factor de Amplificación Sísmica (C):** Este parámetro representa la amplificación introducida a la estructura debido al movimiento sísmico en su base. El cálculo de este factor se realiza mediante las siguientes expresiones:

$$T < T_p ; C = 2.50$$

$$T_p < T < T_L ; C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L ; C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

- **Coefficiente de Reducción Sísmica:** El sistema estructural del edificio en estudio consta de pórticos y muros de corte, tanto en la dirección X como en Y. Así, se espera que estos últimos tomen la mayor parte de la fuerza cortante, por lo que se asume un sistema estructural de muros con $R_o = 6.00$. Este valor se comprobará más adelante con la determinación del porcentaje de cortante que toman los muros con respecto al total.

La siguiente tabla muestra los parámetros sísmicos mencionados anteriormente:

Tabla 5.1.- Parámetros sísmicos de la edificación

Parámetros	Dirección	
	X-X	Y-Y
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
S	1.00	1.00
R _o	6.00	6.00
TP	0.40	0.40
TL	2.50	2.50

5.3. Masa Sísmica

Las fuerzas de inercia que son generadas por la aceleración de la base de una estructura dependen de su masa. Por ello, resulta necesario su cálculo y se obtiene mediante la suma de la totalidad de la carga muerta del edificio más un porcentaje de la carga viva del mismo. De acuerdo a la Norma E.030, este porcentaje depende de la importancia de la estructura. Dado a que el presente edificio es de categoría C, la masa sísmica será equivalente al 100 % de la carga muerta más el 25 % de la carga viva.

Por otro lado, también se realizó el cálculo de los centros de masa y rigidez por piso del edificio, con lo cual es posible determinar la excentricidad y verificar si es posible la existencia de irregularidad torsional. Los resultados descritos se muestran a continuación:

Tabla 5.2.- Masa sísmica, centro de masas y rigidez de cada nivel

Piso	Masa sísmica			Centro de masas		Centro de rigidez	
	Masa X (tn.s ² /m)	Masa Y (tn.s ² /m)	Peso/m ²	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
1	83.11	83.11	1.32	16.04	9.86	17.66	13.80
2	78.85	78.85	1.25	15.99	9.84	18.15	13.95
3	78.85	78.85	1.25	15.99	9.84	18.00	13.52
4	78.85	78.85	1.25	15.99	9.84	17.67	12.95
5	78.85	78.85	1.25	15.99	9.84	17.27	12.37
6	78.85	78.85	1.25	15.99	9.84	16.88	11.83
7	78.85	78.85	1.25	15.99	9.84	16.54	11.36
8	47.95	47.95	0.76	15.75	9.81	16.29	11.03
Masa Total	604.16 tn.s ² /m						
Peso total	5927 tn						

5.4. Modos de Vibración de la Estructura

Los modos de vibración se obtuvieron con el modelo en ETABS descrito anteriormente. En este se colocaron los elementos estructurales con su sección determinada por el predimensionamiento, con el material que los compone y las condiciones de apoyo respectivas.

Cabe resaltar que solo se consideraron los elementos resistentes en cada una de las direcciones. Por ello, no se modelaron las vigas chatas ni la tabiquería. En la siguiente tabla se muestran los modos de vibración de la estructura:

Tabla 5.3.- Modos de vibración de la estructura para 3 grados de libertad por piso

Modo	Periodo (s)	%Masa participante en X	%Masa participante en Y
1	0.729	0.01	73.42
2	0.634	65.21	0.07
3	0.528	9.75	0.23
4	0.170	2.21	12.40
5	0.158	10.33	4.96
6	0.116	4.74	0.66
7	0.075	1.74	2.04
8	0.070	1.87	2.97
9	0.050	1.23	0.22
10	0.044	0.80	0.55
11	0.042	0.55	1.26
12	0.031	0.48	0.14
13	0.030	0.24	0.14
14	0.029	0.24	0.50
15	0.023	0.16	0.16
16	0.022	0.10	0.15
17	0.022	0.13	0.00
18	0.019	0.01	0.11
19	0.019	0.10	0.00
20	0.017	0.05	0.00
21	0.017	0.00	0.03
22	0.017	0.03	0.00
23	0.015	0.02	0.00
24	0.013	0.00	0.00

Además, se realizó un análisis de traslación pura para cada dirección. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 5.4.- Modos de vibración en traslación pura para la dirección X-X

Modo	Periodo (s)	%Masa participante en X
1	0.609	74.41
2	0.144	17.82
3	0.064	4.88
4	0.039	1.75
5	0.027	0.70
6	0.021	0.30
7	0.018	0.12
8	0.016	0.03

Tabla 5.5.- Modos de vibración en traslación pura para la dirección Y-Y

Modo	Periodo (s)	%Masa participante en Y
1	0.724	73.54
2	0.163	18.16
3	0.070	5.23
4	0.041	1.90
5	0.029	0.74
6	0.022	0.30
7	0.019	0.11
8	0.017	0.03

Se observa en la Tabla 5.3 que el modo predominante es de traslación en la dirección Y, seguido de uno de traslación en X y el tercero correspondería al modo rotacional. Además, el primer modo de traslación pura, para cada dirección, es similar en periodo a su equivalente con 3 grados de libertad por piso.

5.5. Análisis de Irregularidades

Las estructuras irregulares presentan un comportamiento menos predecible que aquellas catalogadas como regulares. Por ello, las normas establecen mayores requerimientos en este tipo de edificaciones. Por ejemplo, se considera un menor coeficiente de reducción sísmica “R” o se restringen las irregularidades para edificaciones de categoría A1 o A2.

Con respecto a los tipos de irregularidades, estas pueden ser en planta o en altura y se detallará su análisis de acuerdo a lo indicado en la Norma E.030.

5.5.1. Irregularidades en planta

Para el presente edificio, se analizará la irregularidad torsional y la de esquinas entrantes. Con respecto a las demás, como discontinuidad del diafragma o sistemas no paralelos, se verifican por simple análisis que no se cumple con sus condiciones para ser consideradas.

Irregularidad torsional

Se considera que existe torsión cuando el desplazamiento relativo máximo de entrepiso sea mayor a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso. Este criterio se aplica si el primer desplazamiento mencionado es mayor que el 50 % del desplazamiento que provoque una deriva de 7 ‰ (NTE E.030, 2018).

Cabe resaltar que el cociente denominado “coeficiente de torsión”, en los resultados, será la relación entre el desplazamiento relativo máximo de entrepiso y el relativo promedio de los extremos.

A continuación, se muestran los resultados para cada dirección de análisis:

Tabla 5.6.- Análisis de irregularidad torsional para la dirección X-X

Piso	Δ max inelástico (m)	Δ max ine promedio (m)	Δ permisible (m)	Δ max ine > 0.5 Δ permisible?	¿Presenta torsión?	Coefficiente torsión
1	0.0091	0.0071	0.0322	NO	No verifica	No aplica
2	0.0110	0.0087	0.0196	SI	NO	1.27
3	0.0127	0.0102	0.0196	SI	NO	1.24
4	0.0134	0.0109	0.0196	SI	NO	1.22
5	0.0133	0.0111	0.0196	SI	NO	1.20
6	0.0126	0.0107	0.0196	SI	NO	1.17
7	0.0116	0.0101	0.0196	SI	NO	1.15
8	0.0106	0.0095	0.0196	SI	NO	1.12

Tabla 5.7.- Análisis de irregularidad torsional para la dirección Y-Y

Piso	Δ max inelástico (m)	Δ max ine promedio (m)	Δ permisible (m)	Δ max ine > 0.5 Δ permisible?	¿Presenta torsión?	Coefficiente torsión
1	0.0106	0.0082	0.0322	NO	No verifica	No aplica
2	0.0134	0.0104	0.0196	SI	NO	1.29
3	0.0159	0.0125	0.0196	SI	NO	1.27
4	0.0171	0.0137	0.0196	SI	NO	1.25
5	0.0173	0.0141	0.0196	SI	NO	1.23
6	0.0168	0.0139	0.0196	SI	NO	1.21
7	0.0159	0.0134	0.0196	SI	NO	1.19
8	0.0148	0.0127	0.0196	SI	NO	1.16

De las tablas anteriores se observa que la estructura no presenta irregularidad torsional en ninguna de las dos direcciones analizadas.

Esquinas entrantes

Se considera que existe irregularidad de esquinas entrantes cuando dichas esquinas presentan una dimensión mayor que el 20 % de la dimensión total en la dirección de análisis. Se observa de la Figura 5.2, que entre los ejes 3 - 5 y C - G, la esquina entrante presenta una dimensión de 25 % del total aproximadamente. Con lo cual, sí existe irregularidad de esquinas entrantes.

Con ello, se concluye que la irregularidad predominante es la de esquinas entrantes, cuyo factor de irregularidad es 0.90. Así, el factor de irregularidad en planta, I_p , es igual a 0.90.

5.5.2. Irregularidades en altura

Se evaluará únicamente la irregularidad de piso blando y las demás, como la de piso débil o discontinuidad en los sistemas resistentes, no serán necesarias por la distribución típica de elementos en planta y sin cambios en la altura, salvo en el primer piso.

Irregularidad de piso blando

Se considera que existe irregularidad de piso blando cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral es menor que el 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior (**condición 1**) o es menor que el 80 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes (**condición 2**) (NTE E.030, 2018). Dichas condiciones serán evaluadas en las siguientes tablas:

Tabla 5.8.- Análisis de irregularidad de piso blando para la dirección X-X

Piso	Rigidez lateral (tn/m)	Condición 1	¿Presenta piso blando?	Condición 2	¿Presenta piso blando?
1	359969	127.30	NO	154.50	NO
2	282819	125.40	NO	146.40	NO
3	225591	118.50	NO	137.70	NO
4	190350	116.30	NO	141.30	NO
5	163681	119.20	NO	169.40	NO
6	137310	133.20	NO	-	-
7	103085	208.10	NO	-	-
8	49536	-	-	-	-

Tabla 5.9.- Análisis de irregularidad de piso blando para la dirección Y-Y

Piso	Rigidez lateral (tn/m)	Condición 1	¿Presenta piso blando?	Condición 2	¿Presenta piso blando?
1	300228	133.60	NO	168.00	NO
2	224757	131.10	NO	157.00	NO
3	171475	122.40	NO	144.40	NO
4	140042	118.70	NO	144.90	NO
5	117990	120.20	NO	170.00	NO
6	98133	132.90	NO	-	-
7	73839	203.40	NO	-	-
8	36299	-	-	-	-

Se observa que no existe ninguna irregularidad en altura, por lo que el factor de irregularidad, I_a , es igual a uno. Así, con las irregularidades ya verificadas, es posible determinar el valor del factor de reducción R de la siguiente manera:

$$R = I_a \times I_p \times R_0 = 1.00 \times 0.90 \times 6.00 = 5.40$$

5.6. Análisis Estático

El análisis estático consiste en someter a la estructura a fuerzas sísmicas horizontales que actúan en el centro de masas de cada nivel del edificio. Estas, presentan una determinada distribución de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

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

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T) y que se calcula de acuerdo a lo siguiente:

- Para $T \leq 0.5 \text{ seg} \rightarrow k = 1.0$
- Para $T > 0.5 \text{ seg} \rightarrow k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2.0$

Dicho periodo se puede obtener con un análisis modal o estimando mediante la división entre la altura del edificio y un coeficiente, el cual varía desde 35 hasta 60.

Por otro lado, el cortante basal se calcula mediante la siguiente fórmula:

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

Donde los términos de la fracción representan los parámetros sísmicos ya descritos y “P” es el peso de la estructura. Cabe resaltar que existen ciertas restricciones para este análisis como que es posible usarlo en estructuras regulares e irregulares en zona sísmica 1, estructuras regulares no mayores a 30 metros de altura y aquellas con muros portantes de concreto armado y albañilería confinada de no más de 15 metros de altura (NTE E.030, 2018). A continuación, se muestra la distribución de fuerzas en altura para el análisis estático para cada una de las direcciones de análisis:

Tabla 5.10.- Fuerzas laterales en la dirección X-X

Piso	Masa (tn.s ² /m)	Pi (tn)	h entre (m)	hi (m)	Pi (hi)^kx	αix	Fix (tn)	Vix (tn)
1	83.11	815	4.60	4.60	4076	0.04	35	811
2	78.85	774	2.80	7.40	6384	0.07	54	776
3	78.85	774	2.80	10.20	8954	0.09	76	722
4	78.85	774	2.80	13.00	11564	0.12	99	646
5	78.85	774	2.80	15.80	14205	0.15	121	547
6	78.85	774	2.80	18.60	16872	0.18	144	426
7	78.85	774	2.80	21.40	19561	0.21	167	282
8	47.95	470	2.80	24.20	13542	0.14	115	115

Tabla 5.11.- Fuerzas laterales en la dirección Y-Y

Piso	Masa (tn.s ² /m)	Pi (tn)	h entre (m)	hi (m)	Pi (hi)^kx	αix	Fiy (tn)	Viy (tn)
1	83.11	815	4.60	4.60	4450	0.04	27	682
2	78.85	774	2.80	7.40	7162	0.06	44	655
3	78.85	774	2.80	10.20	10234	0.09	63	611
4	78.85	774	2.80	13.00	13402	0.12	82	548
5	78.85	774	2.80	15.80	16648	0.15	102	466
6	78.85	774	2.80	18.60	19960	0.18	122	365
7	78.85	774	2.80	21.40	23328	0.21	143	242
8	47.95	470	2.80	24.20	16265	0.15	100	100

5.7. Análisis Dinámico

Este método consiste en realizar una combinación entre la contribución de cada uno de los modos naturales de vibración de la estructura, los cuales presentan una participación distinta en dicha combinación de acuerdo a un porcentaje. Esto se efectúa luego de determinar los modos de vibración con la ayuda de un software y la inclusión de un espectro de pseudoaceleraciones (S_a) en cada una de las direcciones de análisis. El espectro se obtiene mediante la siguiente expresión:

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

Con esto, se determinan las fuerzas internas en los elementos de la estructura y los parámetros globales del edificio como cortante basal, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y de entrepiso (NTE E.030, 2018).

A continuación, se muestra el espectro de pseudoaceleraciones usado para ambas direcciones:

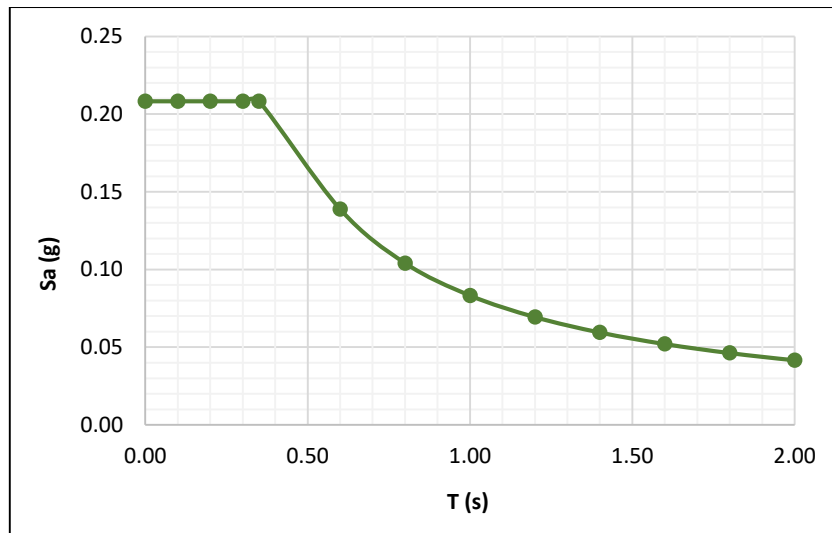


Figura 5.3.- Espectro de pseudoaceleraciones

5.8. Verificación del Factor de Reducción

Como se especificó en la sección 5.2, se verifica el valor del coeficiente de reducción sísmica, R_o , asumido con el porcentaje del cortante tomado por los muros con respecto al total. A continuación, se muestra una tabla-resumen con dicha comprobación:

Tabla 5.12.- Comprobación del factor de reducción

Dirección	Cortante en placas (tn)	Cortante total (tn)	% Cortante en placas
Dirección X	507	528	96.10
Dirección Y	500	511	97.80

Con ello, se comprueba que el valor asumido del coeficiente de reducción es el adecuado, ya que el cortante que actúa en las placas es mayor al 70 % del total para cada dirección.

5.9. Fuerzas de Diseño

De la Tabla 5.4 y Tabla 5.5, correspondientes a los modos de vibración para traslación pura, se observa el periodo del modo predominante en cada dirección. Estos serán utilizados para el cálculo de los cortantes basales estáticos en cada dirección con la fórmula mencionada en la sección 5.5.

En la dirección X

$$\frac{0.45 \times 1.0 \times 2.50 \times \left(\frac{0.4}{0.609}\right) \times 1}{5.40} \times 5927 = 811 \text{ ton}$$

En la dirección Y

$$\frac{0.45 \times 1.0 \times 2.50 \times \left(\frac{0.4}{0.724}\right) \times 1}{5.40} \times 5927 = 682 \text{ ton}$$

Con respecto a los cortantes para el análisis espectral, se obtuvieron con ayuda del programa ETABS y se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.13.- Cortante basal dinámica

Caso	Cortante dirección X (tn)	Cortante dirección Y (tn)
Sismo Dinámico X	528	170
Sismo Dinámico Y	170	511

Como se observa en las tablas anteriores, los valores obtenidos por el análisis dinámico son menores a los del estático, con lo cual deben escalarse a un 90 % de este último por ser una estructura irregular. Así, se obtienen los siguientes factores de amplificación:

Para la dirección X

$$\text{Factor de escala en X} = 0.9 \times \frac{811}{528} = 1.38$$

Para la dirección Y

$$\text{Factor de escala en Y} = 0.9 \times \frac{682}{511} = 1.20$$

5.10. Control de Derivas

Para controlar el daño en la estructura debido a las solicitaciones sísmicas, se busca que la estructura presente una deriva máxima de 7 %, la cual se obtiene mediante la división de los desplazamientos de entrepiso inelásticos máximos entre la altura del entrepiso considerado. Estos desplazamientos se calculan al amplificar los valores elásticos por 0.85 R, para estructuras irregulares como la considerada. Las derivas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.14.- Derivas de entrepiso en la dirección X-X (‰)

Piso	Altura	Derivas en la dirección X (‰)
1	4.60	2.05
2	2.80	4.08
3	2.80	4.70
4	2.80	4.95
5	2.80	4.91
6	2.80	4.66
7	2.80	4.29
8	2.80	3.89

Tabla 5.15.- Derivas de entrepiso en la dirección Y-Y (‰)

Piso	Altura	Derivas en la dirección Y (‰)
1	4.60	2.08
2	2.80	4.33
3	2.80	5.15
4	2.80	5.58
5	2.80	5.68
6	2.80	5.55
7	2.80	5.27
8	2.80	4.94

Se observa que la máxima deriva se presenta en el cuarto piso para la dirección X-X y en el quinto piso para la dirección Y-Y. Además, las derivas en la dirección Y-Y son mayores a las de la dirección X-X debido a la mayor rigidez en esta dirección. Esto se explica por la mayor longitud de muros de corte y pórticos más rígidos en la dirección X-X que en la otra dirección.

Cabe destacar que el valor límite impuesto por la Norma E.030 no es excedido, por lo que se cumple con la exigencia de la norma.

5.11. Desplazamiento máximo y Junta sísmica

Los desplazamientos en el último nivel se determinaron con el análisis dinámico para cada dirección. Estos valores se deben multiplicar por 0.85 R para obtener el desplazamiento máximo inelástico. Para la dirección X-X se presenta un desplazamiento máximo de 9.69 cm y para la dirección Y-Y de 11.06 cm.

Para la junta sísmica, se especificará un valor de separación con respecto al límite de propiedad, ya que no se cuenta con información de las edificaciones adyacentes. Este valor, el cual se denominará $s/2$, no será menor que:

$$\frac{s}{2} = 0.003h$$

$$\frac{s}{2} = \frac{2}{3} \text{ desplazamiento máximo}$$

Entonces, se tienen los siguientes valores de $s/2$ para cada dirección:

Para la dirección X

$$\frac{s}{2} = 0.003 \times 23.50 \times 100 = 7.05 \text{ cm}$$

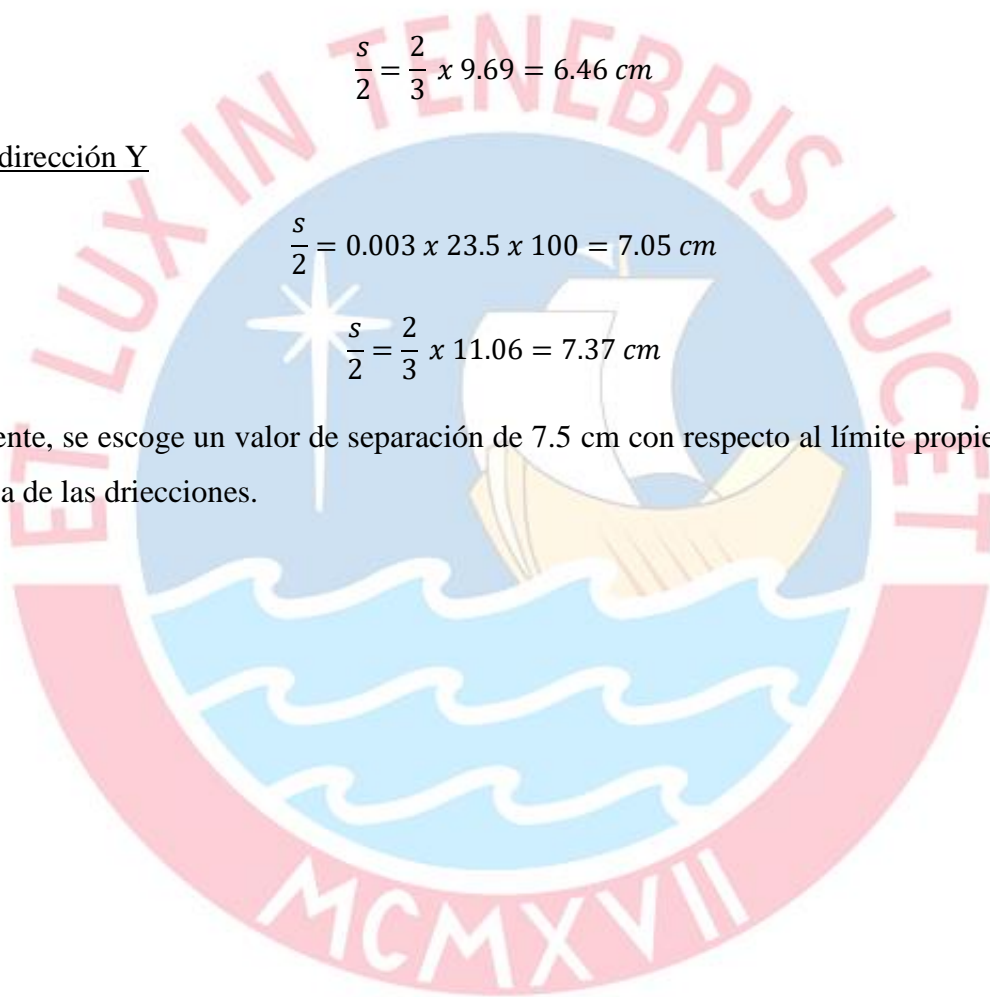
$$\frac{s}{2} = \frac{2}{3} \times 9.69 = 6.46 \text{ cm}$$

Para la dirección Y

$$\frac{s}{2} = 0.003 \times 23.5 \times 100 = 7.05 \text{ cm}$$

$$\frac{s}{2} = \frac{2}{3} \times 11.06 = 7.37 \text{ cm}$$

Finalmente, se escoge un valor de separación de 7.5 cm con respecto al límite propiedad para cada una de las direcciones.



CAPÍTULO 6: Diseño de Losas Aligeradas Una losa aligerada viene a ser una losa nervada en una dirección, la cual está conformada por viguetas, espaciadas cada cierta distancia, y por una losa de espesor constante que descansa sobre estas. Los vacíos entre viguetas normalmente son rellenos con ladrillos de arcilla con la finalidad de obtener un fondo de losa plano y uniforme.

A continuación, se muestran los aspectos teóricos del diseño de losas aligeradas y un ejemplo de diseño:

6.1. Diseño por Flexión

En el diseño por flexión de una losa aligerada solo se considera los efectos de las cargas de gravedad, por lo que se empleará únicamente la combinación 1.4CM + 1.7CV.

Por otro lado, la obtención del refuerzo positivo y negativo se realizará asumiendo un bloque de compresiones rectangular, como se muestra en la siguiente figura:

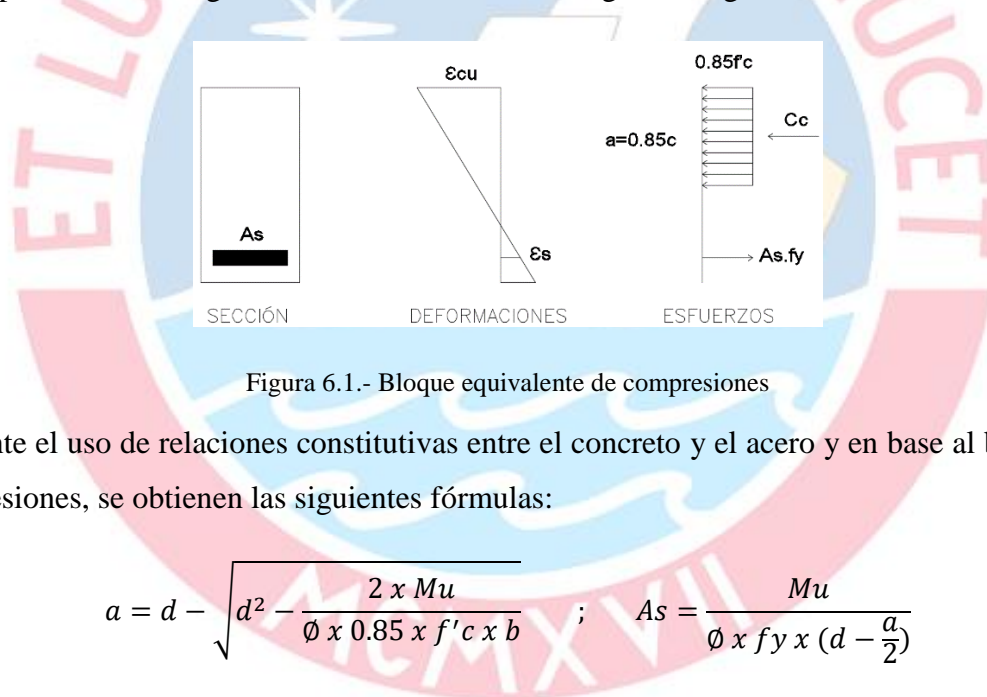


Figura 6.1.- Bloque equivalente de compresiones

Mediante el uso de relaciones constitutivas entre el concreto y el acero y en base al bloque de compresiones, se obtienen las siguientes fórmulas:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{\phi \times 0.85 \times f'c \times b}} ; \quad As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times (d - \frac{a}{2})}$$

donde:

As : área de acero requerido

$f'c$: resistencia a compresión del concreto

fy : resistencia de fluencia del acero

Mu : momento último a la cara del apoyo

b : ancho de la sección

d : peralte efectivo

a : profundidad del bloque de compresiones

Asimismo, será necesario determinar la cantidad de acero mínimo y máximo en la vigueta. De acuerdo a la Norma E 0.60, el acero mínimo se obtiene como aquel refuerzo que provea un momento resistente mayor o igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección, mientras que el acero máximo se define como el 75 % del acero balanceado. Las expresiones a utilizar son las siguientes:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_t} ; \quad f_r = 2 \times \sqrt{f'_c}$$

donde:

f_r : módulo de rotura del concreto

I_g : momento de inercia de la sección bruta

Y_t : distancia desde el centroide a la fibra extrema en tracción

La siguiente figura proporciona una mejor visualización de las variables a utilizar:

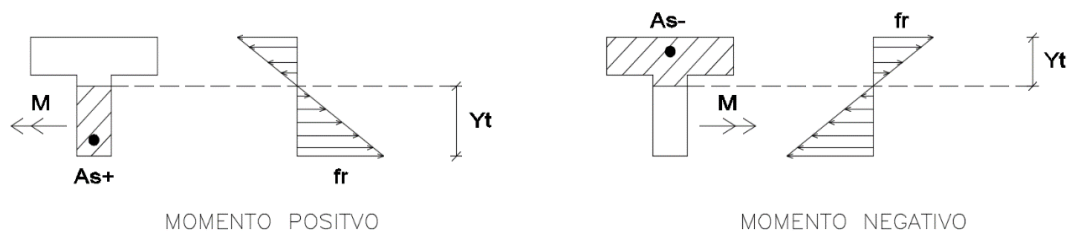


Figura 6.2.- Acero mínimo para secciones en forma de "T"

6.2. Diseño por Cortante

En las losas aligeradas, el cortante último producido por las cargas amplificadas y a una distancia " d " de la cara del apoyo deberá ser resistido íntegramente por el concreto del alma de las viguetas. Para verificar esta condición se utilizan las siguientes expresiones:

$$\phi V_c \geq V_u \quad ; \quad V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

donde:

V_u : cortante último a " d " de la cara del apoyo

b_w : ancho del alma de la vigueta

En caso el cortante último resulte ser mayor, será necesario emplear ensanches corridos o alternos. Por otro lado, de no utilizar ensanches, será necesario aumentar la resistencia del concreto, aumentar el ancho del alma de las viguetas o aumentar el peralte del aligerado.

6.3. Refuerzo de retracción y temperatura

De acuerdo a la Norma E 0.60, todo aligerado deberá contar con una armadura de retracción y temperatura para resistir los esfuerzos que puedan ser generados por el cambio volumétrico del concreto. Esta armadura se coloca en la losa superior de concreto y perpendicularmente a la dirección de techado.

Por otro lado, el espaciamiento máximo del refuerzo podrá ser cinco veces el espesor de la losa sin exceder los 40 cm. El siguiente cuadro muestra las cuantías mínimas según el tipo de acero de refuerzo que se use:

Tabla 6.1.- Cuantías mínimas para el refuerzo de retracción y temperatura – Norma E 0.60

Tipo de barra	Cuantía
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

6.4. Control de Deflexiones

La mayor parte del tiempo las viguetas se ven sujetas a cargas de servicio, por lo que es de suma importancia verificar que las deflexiones no excedan a las máximas permitidas por la norma.

El cálculo de la deflexión total se realizará con las deflexiones inmediatas y las diferidas. Las primeras se generan debido a la aplicación de la carga en servicio, mientras que las otras se originan en el tiempo producto del flujo plástico del concreto y de la retracción de los elementos en flexión.

6.4.1. Deflexiones inmediatas

Para obtener las deflexiones inmediatas se deberá trabajar con el módulo de elasticidad del concreto ($E_c = 15000 \sqrt{f'c}$) y con el momento de inercia efectivo de la sección transformada agrietada (I_e). No obstante, cuando el momento flector debido a las cargas de servicio no exceda el momento de agrietamiento (M_{cr}), se podrá utilizar el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g).

Las deflexiones se calcularán suponiendo que la rigidez en flexión es constante a lo largo del tramo a analizar y el momento de inercia efectivo se calculará de acuerdo a lo siguiente:

- Elementos continuos en ambos extremos

$$Ie \text{ promedio} = (Ie1 + Ie2 + 2Ie3)/4$$

- Elementos continuos en un extremo

$$Ie \text{ promedio} = (Ie2 + 2Ie3)/3$$

- Para elementos simplemente apoyados se usará el momento de inercia de la sección central.
- Para elementos en voladizo se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.

Los valores de $Ie1$ e $Ie2$ corresponden a los momentos de inercia efectivos en los extremos, mientras que el valor de $Ie3$ corresponde al momento de inercia efectivo en el centro del tramo.

Adicionalmente, se utilizarán las siguientes expresiones para el cálculo del eje neutro y del momento de inercia efectivo:

$$c^2 \cdot \frac{b}{2} + (c - d) \cdot As' \cdot (2n - 1) = n \cdot As \cdot (d - c)$$

$$Ie = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot As \cdot (d - c)^2 + (2n - 1) \cdot As' \cdot (c - d')^2$$

donde:

c : posición del eje neutro

n : razón modular

As : acero en tracción

As' : acero en compresión

6.4.2. Deflexiones diferidas

Para obtener las deflexiones diferidas se deberá multiplicar las deflexiones inmediatas por el siguiente factor:

$$\lambda \Delta = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

El valor de ρ' representa la cuantía del acero en compresión en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. Por otro lado, el valor de ξ se obtendrá del siguiente gráfico:

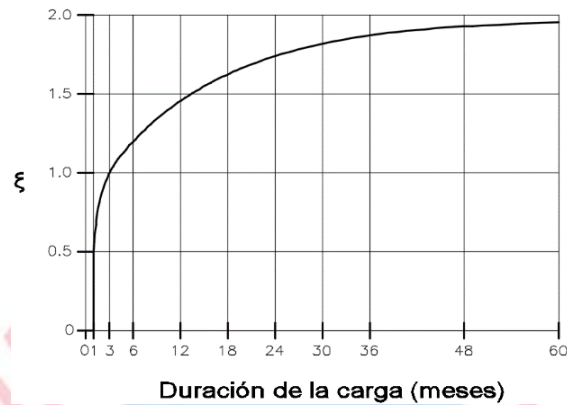


Figura 6.3.- Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas – Norma E 0.60

6.5. Control de Fisuraciones

Para realizar el control de las fisuras se utilizará el parámetro Z , el cual deberá ser menor o igual a 26000 kg/cm. Las expresiones a utilizar son las siguientes:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}} \quad ; \quad f_s = \frac{M_s}{(0.9 \cdot d \cdot A_s)} \quad ; \quad A_{ct} = 2 \cdot y_s \cdot b$$

donde:

f_s : esfuerzo en el acero

M_s : momento flector en condiciones de servicio

d_c : espesor del recubrimiento medido desde la fibra extrema en tracción

A_{ct} : área efectiva del concreto en tracción

y_s : centroide del refuerzo principal de tracción por flexión

La siguiente figura proporciona una mejor visualización de las variables a utilizar:

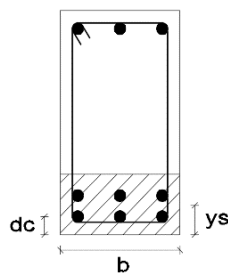


Figura 6.4.- Área efectiva de concreto en tracción – Norma E 0.60

6.6. Corte de Varillas de Acero

El cálculo del refuerzo por flexión se realiza en secciones críticas, es decir, en aquellas secciones donde los momentos positivos y negativos alcanzan su valor máximo. Sin embargo, los momentos a lo largo de la vigueta varían, por lo que, a menores momentos, menor será la cantidad de acero requerido. Por ello, se realiza el corte de acero a una determinada distancia. De acuerdo a las exigencias de la norma, esta distancia no deberá ser aquella que resultó de calcular el punto teórico de corte, sino deberá extenderse, como mínimo, “d” o “12db”, para el caso de momentos positivos. Para momentos negativos, el refuerzo deberá extenderse más allá del punto de inflexión a una distancia no menor del mayor valor de “d”, “12db” o “ln/16”.

Como alternativa, se podrá realizar el corte de acero de acuerdo al siguiente esquema:

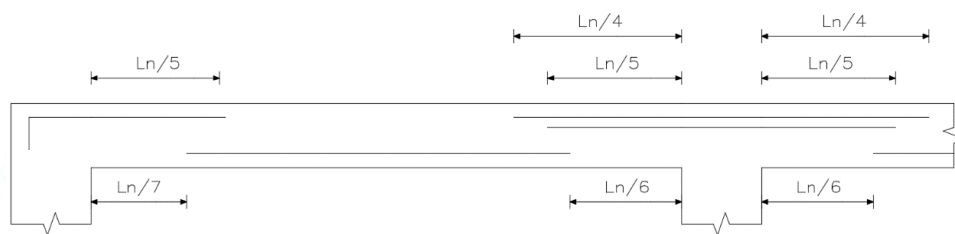


Figura 6.5.- Corte de acero

6.7. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la losa aligerada de cuatro tramos continuos ubicada entre los ejes 1-2 / B-I, por lo que se trabajarán con los diagramas de momento flector y fuerza cortante obtenidos en la sección 4.2 del Capítulo 4. Cabe resaltar que el momento negativo en el apoyo izquierdo adyacente a la losa maciza resulta muy conservador y requerirá de una cantidad de refuerzo mayor a la máxima. Por ello, se trabajó con el 60% de dicho valor, de manera que se obtiene un valor de momento más razonable.

Diseño por Flexión

Con los momentos últimos obtenidos a la cara de los apoyos, se procede a realizar el diseño por flexión de las secciones críticas a lo largo de la vigueta. Para ello, se debe obtener el refuerzo mínimo y máximo. A continuación, se muestra un cuadro con estos valores:

Tabla 6.2.- Refuerzo mínimo y máximo para la vigueta

As mín -	1.14 cm ²
As máx -	3.52 cm ²
As mín +	0.62 cm ²
As máx +	8.29 cm ²

La cantidad de acero colocado en la vigueta deberá estar entre los valores límites indicados en la tabla anterior. A continuación, se muestra un cuadro con el acero requerido y el colocado:

Tabla 6.3.- Acero requerido y colocado en vigueta

Tramo	Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)	As colocado ϕ	
1	M-	1.85	2.57	2.58	$\phi 1/2'' + \phi 1/2''$
	M+	0.57	0.69	1.21	$\phi 3/8'' + \phi 8\text{mm}$
	M-	1.01	1.31	2.00	$\phi 3/8'' + \phi 1/2''$
2	M-	1.01	1.31	2.00	$\phi 3/8'' + \phi 1/2''$
	M+	1.11	1.36	1.42	$\phi 3/8'' + \phi 3/8''$
	M-	1.57	2.13	2.58	$\phi 1/2'' + \phi 1/2''$
3	M-	1.57	2.13	2.58	$\phi 1/2'' + \phi 1/2''$
	M+	1.01	1.23	1.42	$\phi 3/8'' + \phi 3/8''$
	M-	1.8	2.50	2.58	$\phi 1/2'' + \phi 1/2''$
4	M-	1.8	2.50	2.58	$\phi 1/2'' + \phi 1/2''$
	M+	1.5	1.85	2.00	$\phi 3/8'' + \phi 1/2''$
	M-	0.53	0.67	1.21	$\phi 3/8'' + \phi 8\text{mm}$

Cabe resaltar que en el apoyo exterior del tramo 4 se consideró un momento igual a $Wu \cdot ln^2 / 24$, en donde Wu es la carga última distribuida y ln viene a ser la luz libre del tramo.

Diseño por Cortante

Los cortantes últimos a una distancia "d" de la cara del apoyo se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 6.4.- Cortantes últimos en cada tramo de la vigueta

Vu (tn)							
Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
1.50	0.99	1.22	1.32	1.57	1.73	1.50	1.00

Se debe verificar que se cumpla la condición de $\phi Vc \geq Vu$. Para ello, se determina la resistencia al corte del concreto. A continuación, se muestra el cálculo:

$$\phi Vc = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1.58 \text{ tn}$$

Como se observa, en el tramo 3 el cortante último excede la capacidad del concreto para resistir corte, por lo que se decide realizar ensanches alternos. Estos, se calculan a una distancia desde la cara del apoyo, tal que el cortante último sea numéricamente igual al cortante proporcionado por el concreto. La distancia obtenida es de 45 cm. Finalmente, se vuelve a verificar la condición de $\phi Vc \geq Vu$:

$$\phi Vc = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 22 = 3.95 \text{ tn} > 1.73 \text{ tn}$$

Refuerzo de retracción y temperatura

Las barras de acero a utilizar son corrugadas con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, por lo que se utiliza una cuantía mínima de 0.0018. A continuación, se muestra el cálculo del acero:

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan barras de 1/4", se tendrá un espaciamiento de $0.32/0.92 = 0.36 \text{ cm}$; no obstante, se utilizará un espaciamiento de 25 cm para satisfacer las exigencias de la norma. Así, se utilizará como refuerzo barras de 1/4" @ .25 m.

Control de Deflexiones

El cálculo de las deflexiones se realizará para el tramo 4 del aligerado. A continuación, se muestra el procedimiento para la obtención de las inercias efectivas:

Extremo izquierdo

$$n = \frac{2 \times 10^6}{15000 \times \sqrt{210}} = 9.2 \quad A_s = 2.58 \text{ cm}^2 \quad A_s' = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$c^2 \times \frac{10}{2} + (c - 22) \times 0.71 \times (2 \times 9.2 - 1) = 9.2 \times 2.58 \times (22 - c) \rightarrow c = 9.50 \text{ cm}$$

$$I_{e2} = 9.50^3 \times \frac{10}{3} + 9.2 \times 2.58 \times (22 - 9.50)^2 + (2 \times 9.2 - 1) \times 0.71 \times (9.5 - 3)^2 = 7088.62 \text{ cm}^4$$

Sección central

$$A_s = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$c^2 \times \frac{40}{2} = 9.2 \times 2.00 \times (22 - c) \rightarrow c = 4.06 \text{ cm}$$

$$I_{e3} = 4.06^3 \times \frac{40}{3} + 9.2 \times 2.00 \times (22 - 4.06)^2 = 6814.23 \text{ cm}^4$$

$$I_{e \text{ prom}} = \frac{7088.62 + 2 \times 6814.23}{3} = 6905.70 \text{ cm}^4$$

Con la inercia efectiva promedio se obtuvo las siguientes deflexiones inmediatas:

$$\Delta icm = 1.22 \text{ cm} ; \quad \Delta icv = 0.44 \text{ cm} ; \quad 0.30 \Delta icv = 0.13 \text{ cm}$$

El valor para el factor dependiente del tiempo es de 2.0 y la cuantía de acero en compresión, en la sección central del tramo, es igual a cero. Así, se tiene el siguiente factor:

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0} = 2.0$$

Las deflexiones diferidas obtenidas son las siguientes:

$$\Delta dcm = 2.0 \times 1.22 = 2.44 \text{ cm} ; 0.30 \Delta dcv = 2.0 \times 0.13 = 0.26 \text{ cm}$$

Luego, se utiliza la siguiente expresión para el cálculo de la deflexión total:

$$\Delta Total = \Delta icv + \Delta dcm + 0.30 \Delta dcv$$

El siguiente cuadro muestra las deflexiones totales para cada tramo del aligerado:

Tabla 6.5.- Deflexiones totales en el aligerado

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Δ (cm)	1.85	1.51	1.73	3.13

La Norma E 0.60 establece una deflexión admisible de $l/480$ para aquellos pisos y techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daño debido a deflexiones grandes. Así, se tendrá que la deflexión admisible en cada tramo del aligerado es de:

$$l/480 = 600/480 = 1.25 \text{ cm}$$

De acuerdo a los valores de la Tabla 6.5, las deflexiones en cada tramo son mayores a la admisible, por lo que se considerará una contra flecha de 1 cm, para los tres primeros tramos, y de 2 cm, para el tramo 4.

Control de Fisuraciones

El control de fisuraciones se realizará para las secciones donde los momentos en servicio son máximos. A continuación, se muestran los cálculos:

Momento positivo (Sección central del tramo 4)

$$Ms = 0.96 \text{ tn.m} \quad As = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$fs = \frac{0.96 \times 10^5}{0.9 \times 22 \times 2.00} = 2424.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 2424.24 \times \sqrt[3]{3.0 \times 2.0 \times 3.0 \times 10} = 13687.80 \text{ kg/cm} < 26000 \text{ kg/cm}$$

Momento negativo (Extremo izquierdo del tramo 4)

$$M_s = 1.22 \text{ tn.m} \quad A_s = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{1.22 \times 10^5}{0.9 \times 22 \times 2.58} = 2388.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 2388.22 \times \sqrt[3]{3.0 \times 2.0 \times 3.0 \times 40} = 21405.20 \text{ kg/cm} < 26000 \text{ kg/cm}$$

Como se observa, en ambos casos se cumple que el factor Z es menor que 26000 kg/cm.

Para finalizar el diseño de la losa aligerada, se muestra la distribución de acero en planta, así como el corte de acero:

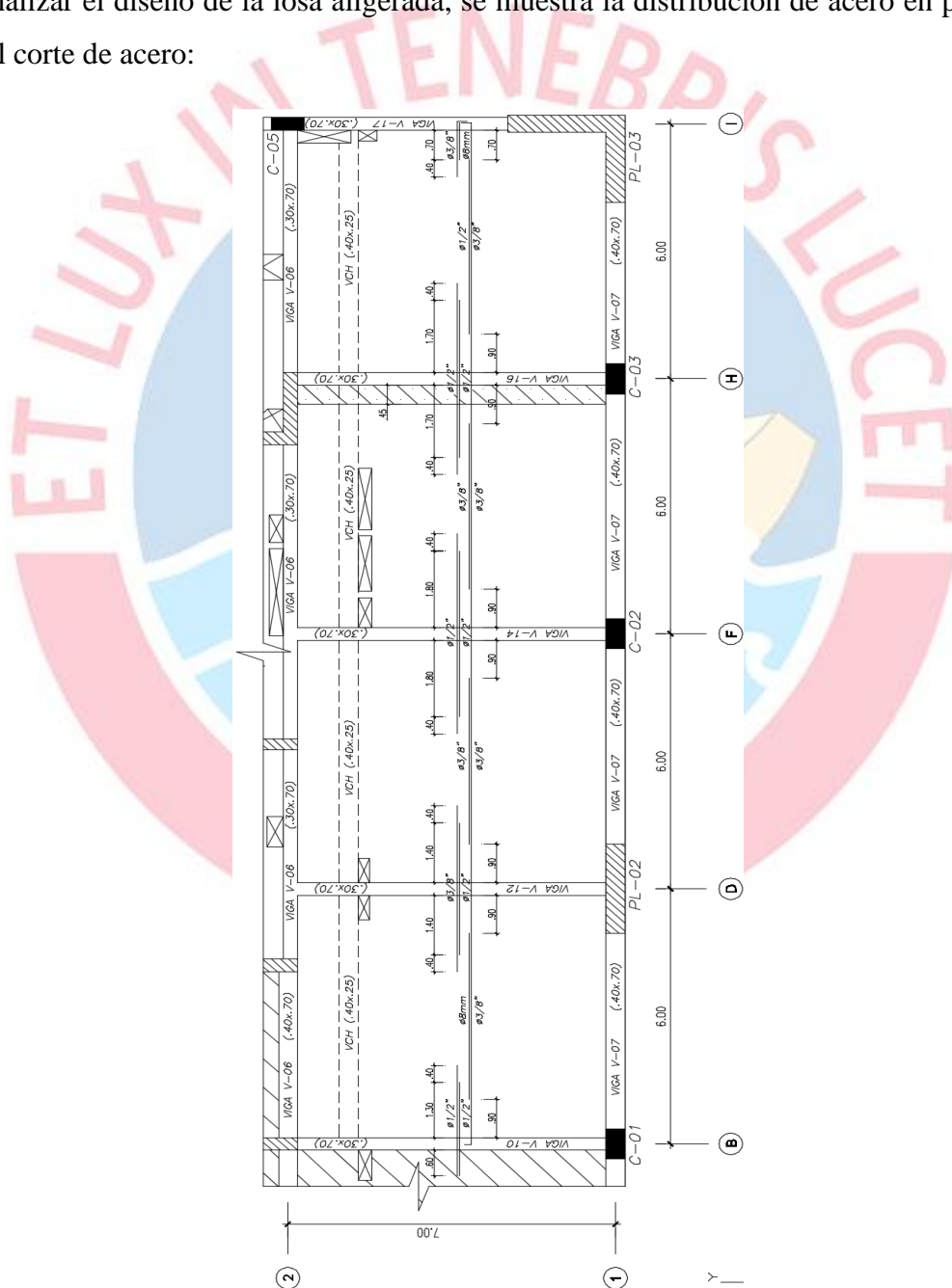


Figura 6.6.- Distribución de acero en losa aligerada

CAPÍTULO 7: Diseño de Losas Macizas

Este tipo de losa puede trabajar en una dirección o en dos direcciones de acuerdo a sus dimensiones; es decir, trabajará en una dirección cuando la curvatura en la dimensión corta sea más pronunciada que en la dirección larga, mientras que trabajará en ambas direcciones cuando ambas curvaturas tengan la misma importancia.

De acuerdo a la Norma E 0.60, el análisis de losas macizas en dos direcciones se podrá realizar mediante el Método Directo o el Método de Coeficientes. La elección de uno u otro método dependerá de las limitaciones establecidas para cada uno de ellos.

A continuación, se muestran los aspectos teóricos del diseño de losas macizas y un ejemplo de diseño:

7.1. Método de Coeficientes

La Norma E 0.60 establece ciertas limitaciones para el diseño de losas macizas utilizando el método de coeficientes, estas son las siguientes:

- Cada paño de losa a diseñar deberá estar apoyada sobre vigas peraltadas o muros. El peralte de las vigas no deberá ser menor a 1/15 de la luz libre o 1.5 veces el espesor de la losa.
- Cada paño de losa deberá ser rectangular y la relación entre la luz mayor y menor, medida desde los apoyos, no deberá ser mayor a dos.
- Las longitudes de los paños continuos no deberán diferir en más de 1/3 de la luz mayor.
- Las cargas que actúan sobre los paños deberán ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en toda el área. Además, la carga viva no deberá exceder en más de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

7.2. Diseño por Flexión

Para el cálculo de los momentos negativos, en las caras de las vigas, y momentos positivos, en la línea media del paño, se utilizan las siguientes expresiones:

$$M_a = C_a \times w_u \times A^2 \quad ; \quad M_b = C_b \times w_u \times B^2$$

donde:

A: luz libre del tramo en la dirección corta

B: luz libre del tramo en la dirección larga

M_a : momento de flexión en la dirección A

M_b : momento de flexión en la dirección B

C_a : coeficiente de momentos para la dirección corta

C_b : coeficiente de momentos para la dirección larga

w_u : carga última por unidad de área en la losa

Debido a que la losa maciza no se ve afectada por las solicitaciones de sismo, se empleará únicamente la combinación $1.4CM + 1.7CV$ para obtener la carga última por unidad de área.

Por otro lado, se considerará que el momento negativo en los bordes discontinuos equivale a la tercera parte del momento positivo en la dirección de análisis.

7.3. Diseño por Cortante

La sección crítica para el diseño por cortante estará situada a una distancia “d” de la cara del apoyo. La siguiente expresión permite obtener el cortante último:

$$V_u = w_u \times \left(\frac{A}{2} - d \right) \times \left(1.0 - 0.5 \times \frac{A}{B} \right)$$

Al igual que las losas aligeradas, una losa maciza deberá soportar todo el cortante último sin la necesidad de requerir refuerzo en forma de estribos. Para verificar esta condición se utilizan las siguientes expresiones:

$$\phi V_c \geq V_u$$

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

Cuando no se cumpla la condición anterior, será necesario aumentar el espesor de la losa o la resistencia del concreto.

7.4. Corte de Varillas de Acero

El criterio para realizar el corte de acero será el mismo que está especificado para losas aligeradas.

7.5. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la losa maciza ubicada entre los ejes 1-2 / A-B, correspondiente a la planta típica del edificio. A continuación, se muestra una tabla con las cargas provenientes del análisis por cargas de gravedad:

Tabla 7.1.- Cargas de gravedad en losa maciza

CM	Peso Propio	0.60 tn/m ²
	Piso Terminado	0.10 tn/m ²
	Tabiquería	0.31 tn/m ²
CV	Sobrecarga	0.20 tn/m ²

Por otro lado, para la obtención de las fuerzas internas en el paño de losa maciza se utilizó el siguiente modelo:

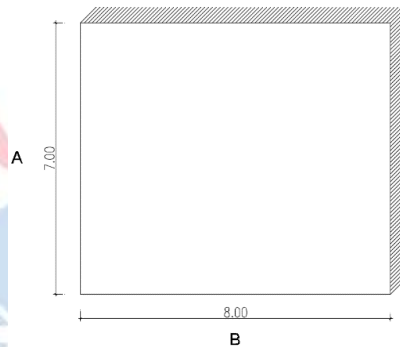


Figura 7.1.- Modelo de losa maciza

El modelo anterior corresponde al caso 4 que se especifica en las tablas para el Método de Coeficientes de la Norma E 0.60.

Diseño por Flexión

Para la obtención de los coeficientes de momentos es necesario determinar el parámetro $m = A/B = 7/8 = 0.875$.

Dado que el valor de “m” no se encuentra en las tablas de la norma, es necesario realizar una interpolación lineal para obtener los coeficientes. Estos se muestran a continuación:

Tabla 7.2.- Coeficientes para momentos positivos y negativos

Coeficientes	M - Wu total	M + CM	M + CV
Ca	0.0630	0.0345	0.0410
Cb	0.0370	0.0205	0.0245

Luego, se determinan las cargas últimas sobre la losa. A continuación, se muestran los cálculos:

$$CM \text{ última} = 1.4 \times (0.60 + 0.10 + 0.31) = 1.42 \text{ tn/m}^2$$

$$CV \text{ última} = 1.7 \times 0.20 = 0.34 \text{ tn/m}^2$$

$$wu = 1.42 + 0.34 = 1.76 \text{ tn/m}^2$$

Con los resultados anteriores y las expresiones dadas en 7.2 se procede a determinar los momentos positivos y negativos. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 7.3.- Momentos positivos y negativos en losa maciza

	M - wu total	M + CM	M + CV
Ma (tn.m)	5.43	2.40	0.68
Mb (tn.m)	4.16	1.86	0.53

Los resultados de la Tabla 7.3 se utilizan para calcular el acero de refuerzo para un metro lineal. Asimismo, el acero mínimo que establece la norma es de $0.0018 \times 100 \times 25 = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$. Por lo que se utilizará una malla inferior de $3/8'' @ .15$. A continuación, se muestran dos cuadros con el acero requerido y el colocado para cada dirección:

Tabla 7.4.- Acero requerido y colocado en la dirección corta

	A = 7.00 m		
	M-	M+	M-
Mu (tn.m)	1.03	3.08	5.43
As requerido (cm ²)	1.24	3.78	6.77
As colocado	8mm @ .30	3/8" @ .15	3/8" @ .20 + 3/8" @ .20

Tabla 7.5.- Acero requerido y colocado en la dirección larga

	B = 8.00 m		
	M -	M +	M-
Mu (tn.m)	0.80	2.39	4.16
As requerido (cm ²)	0.96	2.92	5.15
As colocado	8mm @ .30	3/8" @ .15	3/8" @ .20 + 8mm @ .20

Diseño por Cortante

Con las expresiones dadas en 7.3 se procede a determinar el cortante último y la resistencia al corte del concreto. Los cálculos se muestran a continuación:

$$V_u = 1.76 \times \left(\frac{7}{2} - 0.22\right) \times \left(1.0 - 0.5 \times \frac{7}{8}\right) = 3.25 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 22 = 14.36 \text{ tn} > 3.25 \text{ tn}$$

Como se observa, el concreto es capaz de resistir todo el cortante, por lo que el diseño por corte es el adecuado.

Para finalizar el diseño de la losa maciza, se muestra la distribución de acero en planta, así como el corte de acero:

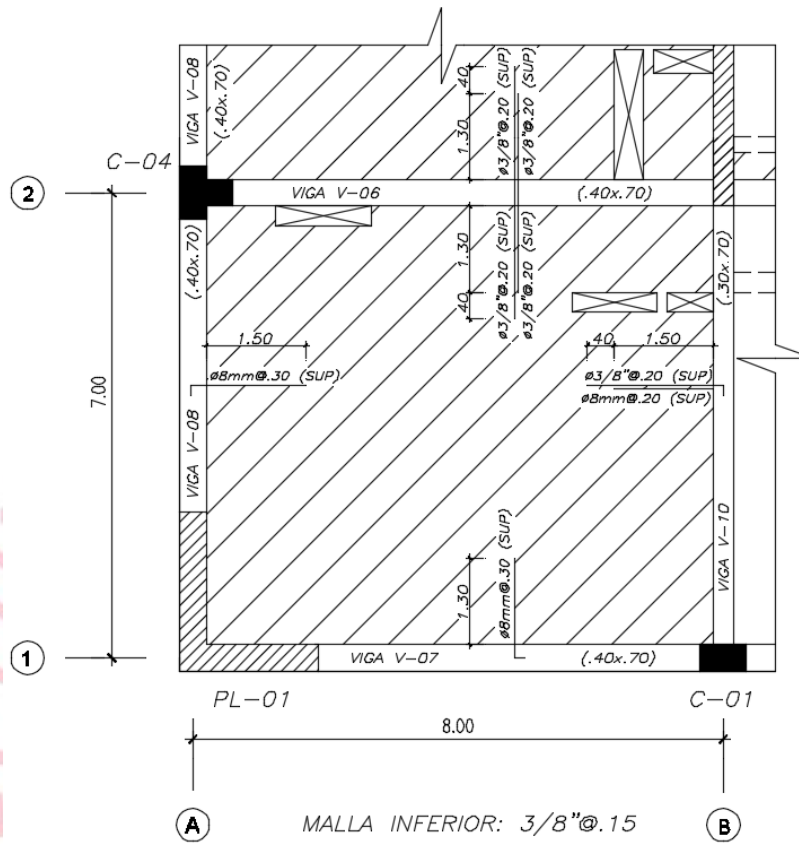


Figura 7.2.- Distribución de acero en losa maciza

CAPÍTULO 8: Diseño de Vigas

Las vigas son elementos horizontales que reciben las cargas de las losas para luego transmitir las hacia las columnas o muros de corte. De acuerdo a su peralte, las vigas pueden ser peraltadas o chatas. Las primeras, usualmente, forman junto con las columnas y/o muros de corte los denominados pórticos, los cuales representan el esqueleto de la estructura para resistir fuerzas laterales. Por otro lado, las vigas chatas se caracterizan por tener el mismo peralte que las losas y solo son diseñadas para resistir cargas de gravedad.

A continuación, se muestran los aspectos teóricos del diseño de vigas y un ejemplo de diseño:

8.1. Diseño por Flexión

Las disposiciones para el diseño por flexión de vigas son las mismas que se especificaron para la losa aligerada. Adicionalmente, para aquellas vigas que resistan solicitaciones sísmicas, se seguirán los siguientes criterios para el armado en flexión:

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no deberá ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara.
- La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deberá ser mayor a un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

8.2. Diseño por Cortante

El concreto por sí solo no brinda la resistencia suficiente frente al efecto de fuerzas cortantes. Debido a ello, se provee de estribos a la viga de manera perpendicular al fierro longitudinal. Para determinar la distribución de estribos se debe calcular la resistencia que brinda el concreto y la necesaria por parte del acero. Las ecuaciones que permiten determinar lo descrito anteriormente son las siguientes:

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad ; \quad s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

donde:

A_v : área del refuerzo por cortante

V_s : resistencia a la corte suministrada por el refuerzo

Además, existe un valor límite de V_s a partir del cual se establece un máximo para el espaciamiento de los estribos. Este valor se calcula con la siguiente expresión:

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

Así, si $V_s < V_{s_{lim}}$, se considerará como espaciamiento máximo al menor valor entre $d/2$ o 60 cm. En cambio, si $V_s \geq V_{s_{lim}}$, entonces se considerará al menor valor entre $d/4$ o 30 cm.

Por otro lado, la Norma E 0.60 establece que el cortante último de diseño en vigas que forman pórticos resistentes a cargas laterales no deberá exceder al menor de los siguientes valores:

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales, M_n , en los extremos del elemento y el cortante isostático para las cargas de gravedad amplificadas, como se muestra en la siguiente imagen:

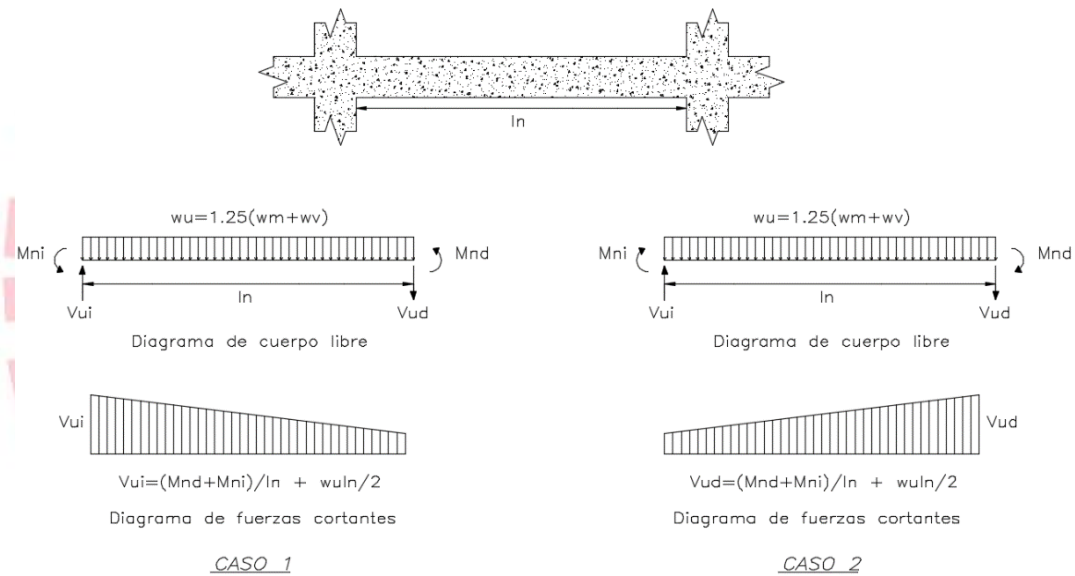


Figura 8.1.- Fuerza cortante de diseño en vigas – Norma E 0.60

- El cortante máximo obtenido al realizar las combinaciones de cargas con un factor de amplificación para el sismo de 2.5.

Finalmente, para asegurar una adecuada formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, se provee de confinamiento en una longitud igual a dos veces el peralte del elemento medida desde la cara de este hasta su centro (ver Figura 8.2). Para calcular el espaciamiento dentro de la zona de confinamiento, se escoge el menor de los siguientes valores:

- $d/4$, pero no es necesario que sea menor a 15 cm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de los estribos

- 30 cm

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no deberá ser mayor a $0.5d$ ni al requerido por fuerza cortante.

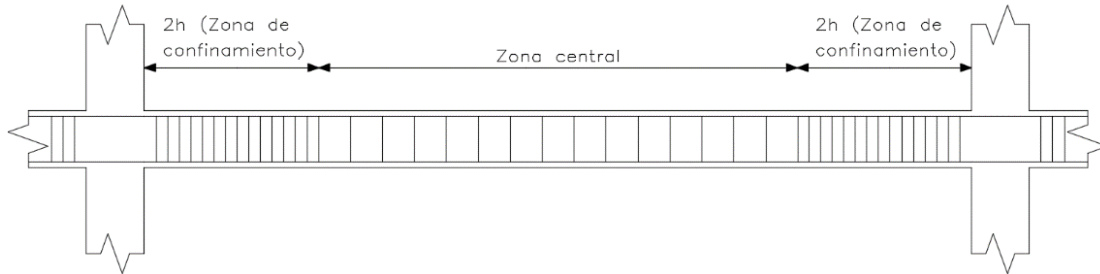


Figura 8.2.- Requerimiento de estribos en vigas – Norma E 0.60

8.3. Control de Deflexiones y Fisuraciones

Los criterios para realizar el control de deflexiones y fisuraciones serán los mismos que están especificados para losas aligeradas.

8.4. Corte de Varillas de Acero

El criterio para realizar el corte de acero será el mismo que está especificado para losas aligeradas.

8.5. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la viga peraltada V-07, correspondiente a la planta típica del edificio.

Diseño por Flexión

En primer lugar, se determina el acero mínimo y máximo para una sección rectangular de 40x70 cm. A continuación, se muestran dichos valores:

$$A_s \text{ min} = 6.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = 40.8 \text{ cm}^2$$

Debido a que la viga forma parte del pórtico ubicado en el eje 1, se utilizarán todas las combinaciones de cargas establecidas por la norma para la obtención de las fuerzas últimas. A continuación, se muestra la envolvente de momento flector para la viga en mención:

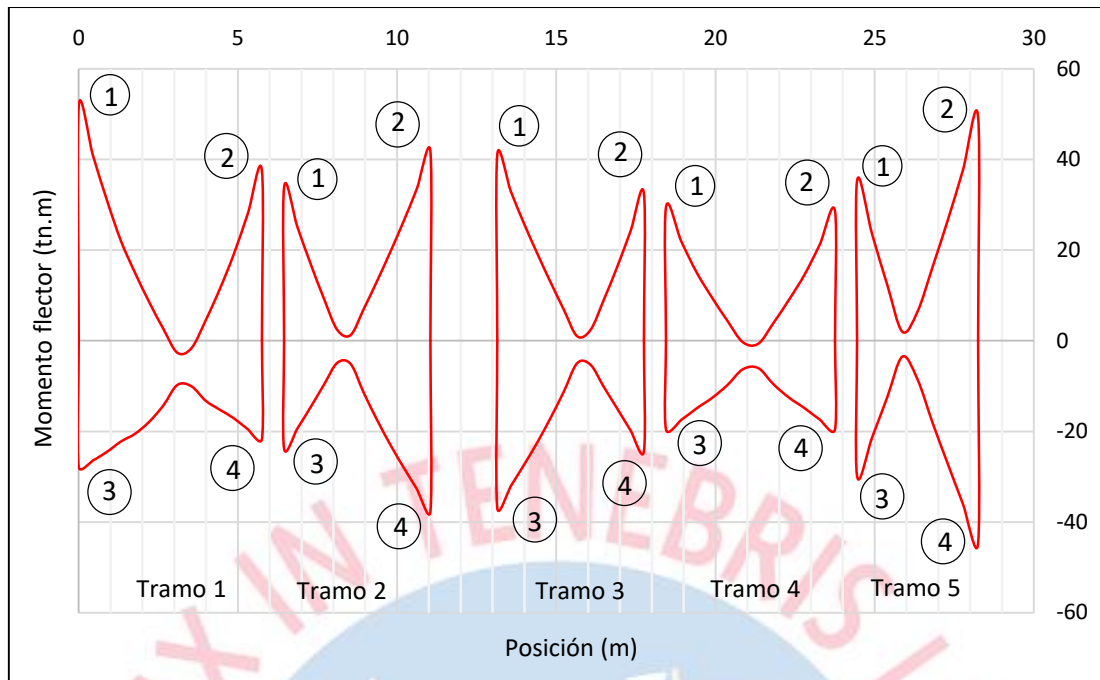


Figura 8.3.- Envolvente de momento flector para viga V-07

Cabe resaltar que los números encerrados con círculos en la Figura 8.3 corresponden a las secciones de análisis para cada tramo y están referidos a la cara del apoyo. A continuación, se mostrarán cinco tablas con el acero requerido y el colocado para cada tramo de viga:

Tabla 8.1.- Acero requerido y colocado para el tramo 1 de la viga V-07

Tramo	Sección	Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)	As colocado ϕ	
					corrido	bastones
1	1	51.77	25.07	26.66	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4" + 3 ϕ 1"
	2	37.51	16.80	16.46	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1"
	3	27.88	12.21	13.62	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 1"
	4	21.70	9.37	11.36	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4"

Tabla 8.2.- Acero requerido y colocado para el tramo 2 de la viga V-07

Tramo	Sección	Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)	As colocado ϕ	
					corrido	bastones
2	1	33.83	15.02	16.46	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4" + 3 ϕ 1"
	2	41.73	18.89	18.72	3 ϕ 3/4"	2 ϕ 1"
	3	23.79	10.32	11.36	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4"
	4	37.67	16.88	18.72	3 ϕ 3/4"	2 ϕ 1"

Tabla 8.3.- Acero requerido y colocado para el tramo 3 de la viga V-07

Tramo	Sección	Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)	As colocado ϕ	
					corrido	bastones
3	1	41.08	18.56	18.72	3 ϕ 3/4"	2 ϕ 1"
	2	32.47	14.37	14.20	3 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"
	3	36.91	16.51	18.72	3 ϕ 3/4"	2 ϕ 1"
	4	24.42	10.61	11.36	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4"

Tabla 8.4.- Acero requerido y colocado para el tramo 4 de la viga V-07

Tramo	Sección	Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)	As colocado ϕ	
					corrido	bastones
4	1	29.45	12.94	14.20	3 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"
	2	28.60	12.55	16.46	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1"
	3	19.53	8.40	11.36	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4"
	4	19.51	8.39	16.46	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1"

Tabla 8.5.- Acero requerido y colocado para el tramo 5 de la viga V-07

Tramo	Sección	Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)	As colocado ϕ	
					corrido	bastones
5	1	35.25	15.70	16.46	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1"
	2	49.36	23.73	24.40	3 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 1"
	3	29.82	13.12	16.46	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1"
	4	44.66	21.19	21.56	3 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4" + 2 ϕ 1"

Diseño por Cortante

A continuación, se muestra la envolvente de fuerza cortante obtenida con las combinaciones de carga:

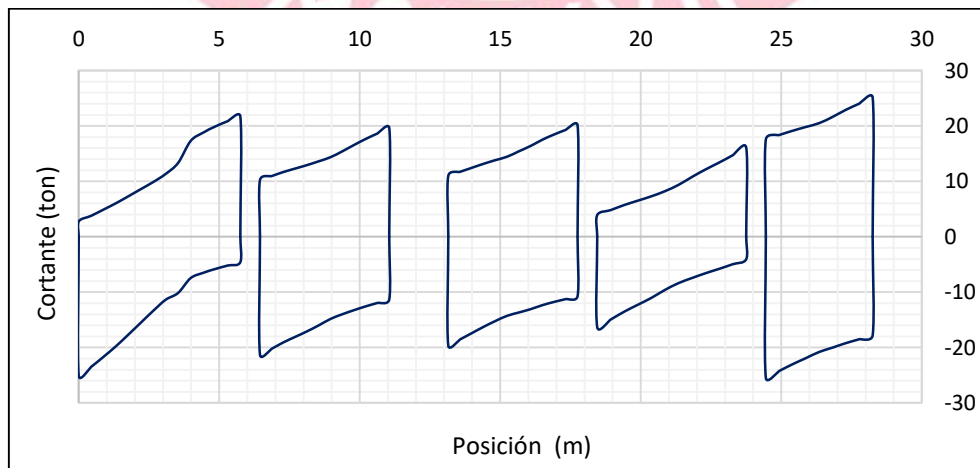


Figura 8.4.- Envolvente de fuerza cortante para viga V-07

Debido a que la viga V-07 es una viga sísmica, se procede a calcular el cortante último de diseño de acuerdo a los dos casos especificados en la sección 8.2. A continuación, se muestra una tabla con los resultados obtenidos:

Tabla 8.6.- Cálculo del cortante último de diseño para la viga V-07

Tramo	Posición	Vua (tn)	VMn (tn)	V2.5 (tn)	V diseño (tn)
1	Izquierda	22.70	27.00	31.80	27.00
	Derecha	20.40	22.30	29.60	22.30
2	Izquierda	19.60	23.90	31.40	23.90
	Derecha	18.10	19.90	29.90	19.90
3	Izquierda	17.90	19.90	29.60	19.90
	Derecha	18.90	22.30	30.50	22.30
4	Izquierda	14.50	20.20	21.60	20.20
	Derecha	14.30	18.70	21.40	18.70
5	Izquierda	23.80	27.20	40.60	27.20
	Derecha	23.60	28.60	40.40	28.60

Cabe resaltar que los valores de los cortantes V_{ua} corresponden a los valores últimos provenientes de la envolvente a una distancia “d” de la cara del apoyo, los valores V_{Mn} corresponden a los cortantes obtenidos a partir de las resistencias nominales y con las cargas de gravedad amplificadas y los valores $V_{2.5}$ corresponden a los cortantes obtenidos con un factor de amplificación para sismo de 2.5.

Con los cortantes obtenidos de la Tabla 8.6, se procede a realizar el cálculo del espaciamiento de los estribos y se verifica que se cumplan los requisitos de confinamiento que establece la norma. En las siguientes líneas, se muestra el procedimiento para el cortante de la izquierda en el tramo 1:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 64 = 16.71 \text{ tn} < 27.0 \text{ tn}$$

Como la resistencia del concreto es menor al cortante de diseño, se determina el espaciamiento de los estribos de la siguiente forma:

$$V_s = \frac{27.0}{0.85} - \frac{16.71}{0.85} = 12.10 \text{ tn}$$

$$V_s \leq 2.1 \times \sqrt{210} \times 40 \times 64 = 77.91 \text{ tn}$$

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 64}{12.10 \times 1000} = 31.70 \text{ cm}$$

Además, se verifica el valor límite de V_s para determinar el espaciamiento máximo:

$$V_{s_{lim}} = 1.1 \times \sqrt{210} \times 40 \times 64 = 40.81 \text{ tn}$$

Con lo calculado anteriormente sería posible considerar estribos espaciados cada 30 cm; sin embargo, debido a los requerimientos establecidos para vigas que soportan cargas sísmicas, se colocan estribos de confinamiento. Así, se disponen estribos espaciados cada 15 cm hasta una distancia de 1.40 m de la cara de la viga. Los estribos restantes se colocan a una distancia no mayor a $d/2$, es decir, cada 30 cm.

Control de Deflexiones

Se analizará el primer tramo de la viga, ya que es el que presenta mayores momentos por cargas de gravedad. Además, dado a que el procedimiento para el cálculo de las inercias efectivas es similar al desarrollado para losas aligeradas, solo se mostrará un cuadro con los resultados obtenidos. Este, se muestra a continuación:

Tabla 8.7.- Cálculo de la inercia efectiva para el tramo 1 de la viga V-07

Posición	Izquierda	Centro	Derecha
As (cm ²)	26.66	8.52	16.46
As' (cm ²)	13.62	8.52	11.36
c (cm)	19.05	12.35	15.75
Ie (cm ⁴)	584049	240995	423701
ρ'	0.0053	0.0033	0.0045
Ie prom (cm ⁴)	372435		

Con la inercia efectiva promedio se obtuvo las siguientes deflexiones inmediatas:

$$\Delta_{icm} = 0.144 \text{ cm} ; \Delta_{icv} = 0.021 \text{ cm} ; 0.30 \Delta_{icv} = 0.006 \text{ cm}$$

El valor para el factor dependiente del tiempo es de 2.0 y la cuantía de acero en compresión, en la sección central del tramo, es igual a 0.0033. Así, se tiene el siguiente factor:

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0033} = 1.71$$

Las deflexiones diferidas obtenidas son las siguientes:

$$\Delta_{dcm} = 1.71 \times 0.144 = 0.247 \text{ cm} ; 0.30 \Delta_{dcv} = 1.71 \times 0.006 = 0.011 \text{ cm}$$

Luego, se calcula la deflexión total:

$$\Delta_{Total} = 0.021 + 0.247 + 0.011 = 0.28 \text{ cm}$$

Finalmente, se verifica que la deflexión máxima sea menor a la admisible:

$$l/480 = 575/480 = 1.20 \text{ cm} > 0.28 \text{ cm}$$

Control de Fisuraciones

El control de fisuraciones se realizará para las secciones donde los momentos en servicio son máximos. Además, dado a que el procedimiento para el cálculo del parámetro Z es similar al desarrollado para losas aligeradas, solo se mostrará un cuadro con los resultados obtenidos. Este, se muestra a continuación:

Tabla 8.8.- Verificación de fisuración en el tramo 1 de la viga V-07

Momento máximo	Positivo	Negativo
dc (cm)	5.90	5.90
d (cm)	64.0	62.0
Número de barras	3.00	5.22
Act (cm²)	140.30	109.80
Ms (tn.m)	6.10	11.80
fs (kg/cm²)	1244.60	795.60
Z (kg/cm)	11691.0	6901.0

Como se observa, en ambos casos se cumple que el factor Z es menor que 26000 kg/cm.

Para finalizar el diseño de la viga peraltada, se muestra la distribución del acero longitudinal, así como el refuerzo transversal:

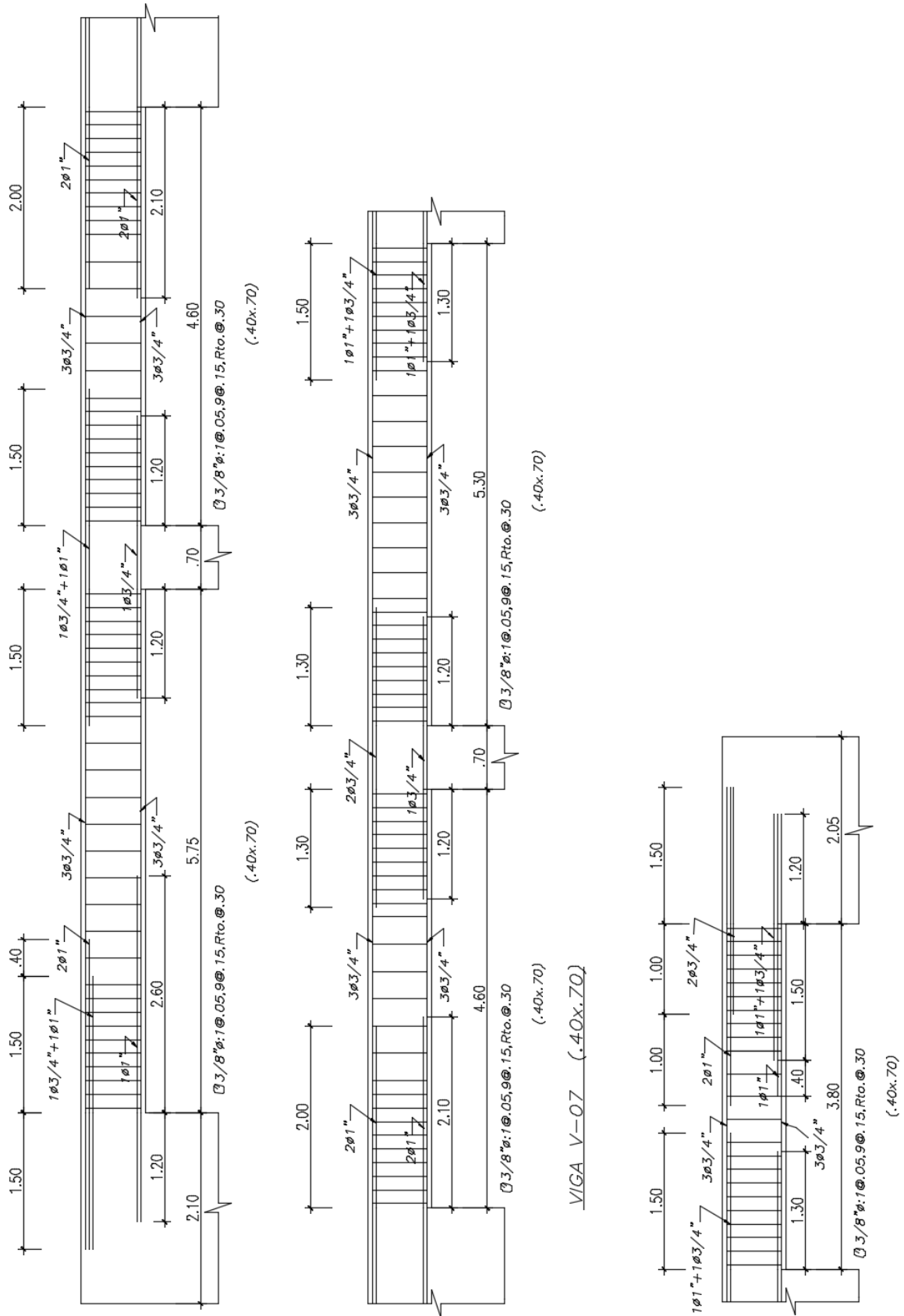


Figura 8.5.- Distribución de acero longitudinal y transversal en la viga V-07

CAPÍTULO 9: Diseño de Columnas

Las columnas son elementos verticales que transmiten las cargas que reciben de las losas y vigas desde niveles superiores hasta llegar a la cimentación. Dado a que forman pórticos resistentes a cargas laterales junto con las vigas, las columnas no solo se verán solicitadas por cargas de compresión, sino también por momentos flectores y cortantes. Debido a ello, será necesario dotarlas con una adecuada distribución de acero longitudinal y transversal.

A continuación, se muestran los aspectos teóricos del diseño de columnas y un ejemplo de diseño:

9.1. Diseño por Flexocompresión

Como ya se mencionó, la sección transversal de una columna dependerá de la acción simultánea de carga axial (P) y momento flector (M). Por ello, será necesario obtener el diagrama de interacción, el cuál proporcionará el lugar geométrico de las combinaciones de P y M que agotan la capacidad de la sección (Ottazzi, 2016).

La construcción de este diagrama se realiza a partir de una distribución de acero longitudinal en la sección transversal de la columna, cuya cuantía, de acuerdo a la Norma E 0.60, deberá ser mayor al 1 % y no exceder del 6 %. Luego, se procede a variar la posición del eje neutro para obtener las resistencias nominales, P_n y M_n , mediante ecuaciones de equilibrio. Después, se realizan las combinaciones de cargas últimas y se verifica que cada una de estas se encuentren dentro del diagrama de interacción.

Por otro lado, dado a que los valores de carga axial y momento flector varían en los pisos superiores, se requerirá cambiar la distribución de acero cada cierto número de pisos. Para la presente tesis se realizan hasta tres cambios en la distribución de acero en aquellas columnas que así lo requieran.

9.2. Diseño por Cortante

Las columnas también se verán solicitadas por fuerzas cortantes; por ende, se necesitará verificar el uso de estribos espaciados cada cierta distancia. Para ello, la Norma E 0.60 propone la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia a cortante del concreto:

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

donde:

N_u : carga axial en kg

A_g : área bruta de la sección transversal en cm^2

Cuando el cortante último exceda a la resistencia del concreto multiplicado por el factor de reducción, se utilizarán las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad ; \quad S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Adicionalmente, para aquellas columnas que conforman pórticos laterales, el cortante último de diseño no deberá exceder al menor de los siguientes valores:

- La suma de los momentos nominales en los extremos de la columna entre la luz libre, como se ilustra en la siguiente imagen:

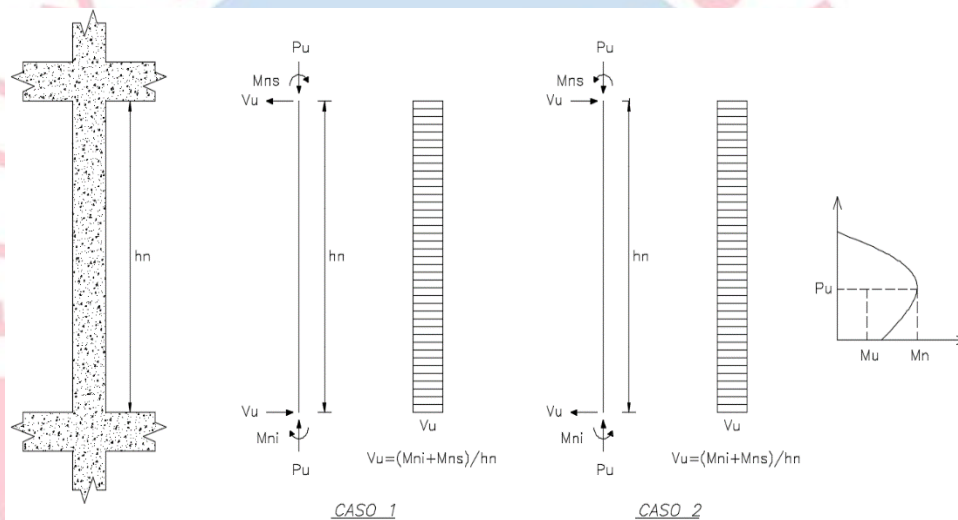


Figura 9.1.- Fuerza cortante de diseño en columnas – Norma E 0.60.

- El cortante máximo obtenido al realizar las combinaciones de cargas con un factor de amplificación para el sismo de 2.5.

Asimismo, la norma en mención proporciona las siguientes exigencias para los estribos:

- Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras de hasta 5/8”, 3/8” para barras de hasta 1” y de 1/2” para diámetros mayores.
- En ambos extremos de la columna se proporcionarán estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento “ S_o ” por una longitud “ L_o ” medida desde la cara del nudo, como se aprecia en la siguiente imagen:

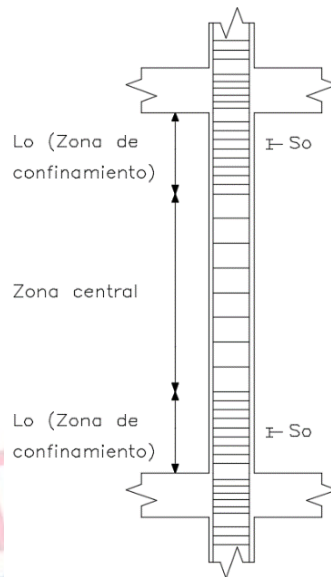


Figura 9.2.- Distribución de estribos – Norma E 0.60.

La longitud de confinamiento “Lo” no deberá ser menor que el mayor valor de:

- La sexta parte de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
- 50 cm

El espaciamiento “So” no deberá exceder al menor valor de:

- 8 db de la barra confinada de menor diámetro
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
- 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no deberá exceder al menor valor de:

- 16 veces el diámetro de las barras longitudinales
- 48 veces el diámetro de los estribos
- La menor dimensión de la sección transversal
- 30 cm

Cabe resaltar que el espaciamiento de los estribos a lo largo de la columna no deberá ser mayor al requerido por fuerza cortante.

9.3. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la columna C-06 para el primer piso y se mostrará, al final del capítulo, la distribución de acero longitudinal y transversal en toda la columna. A continuación, se muestran sus dimensiones y los ejes usados para los cálculos:

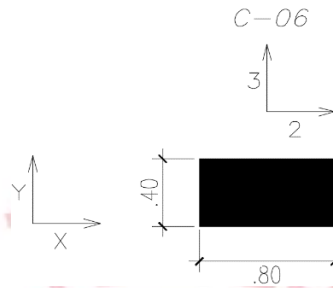


Figura 9.3.- Ejes globales y locales para columna C-06

Por otro lado, la Tabla 9.1 muestra las cargas obtenidas tanto del análisis por cargas de gravedad como las que brinda el programa ETABS para el primer piso.

Tabla 9.1.- Fuerzas en columna C-06

	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
CM	238.67	2.77	-1.10	-1.78	4.23
CV	21.03	0.46	-0.25	-0.40	0.73
SISMO X	-52.98	2.69	0.73	1.60	10.49
SISMO Y	-101.60	0.70	2.02	5.20	2.56

Con las fuerzas de la tabla anterior se procede a realizar las combinaciones de cargas para excentricidades en el eje 2 (V22 y M33) y para el eje 3 (V33 y M22). Estos valores corresponden a los puntos Pu y Mu que se ubicarán en el diagrama de interacción. Las combinaciones realizadas se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 9.2.- Combinaciones de cargas para V22 y M33

Combinaciones	Pu (ton)	Mu33 (ton.m)	Vu22 (ton)
1.4 cm + 1.7 cv	369.89	7.16	4.66
1.25 (cm + cv) + csx	271.65	16.69	6.73
1.25 (cm + cv) + csy	223.02	8.76	4.73
1.25 (cm + cv) - csx	377.60	-4.29	1.35
1.25 (cm + cv) - csy	426.23	3.64	3.34
0.9 cm + csx	161.82	14.30	5.18
0.9 cm + csy	113.20	6.36	3.19
0.9 cm - csx	267.78	-6.68	-0.20
0.9 cm - csy	316.41	1.25	1.80

Tabla 9.3.- Combinaciones de cargas para V33 y M22

Combinaciones	Pu (ton)	Mu22 (ton.m)	Vu33 (ton)
1.4 cm + 1.7 cv	369.89	-3.17	-1.97
1.25 (cm + cv) + csx	271.65	-1.12	-0.96
1.25 (cm + cv) + csy	223.02	2.47	0.33
1.25 (cm + cv) - csx	377.60	-4.33	-2.42
1.25 (cm + cv) - csy	426.23	-7.92	-3.70
0.9 cm + csx	161.82	0.00	-0.26
0.9 cm + csy	113.20	3.59	1.03
0.9 cm - csx	267.78	-3.20	-1.72
0.9 cm - csy	316.41	-5.93	-2.67

Diseño por Flexocompresión

Para el presente diseño se realizó la distribución del acero longitudinal de manera que los valores de Pu y Mu obtenidos se encuentren dentro del diagrama de interacción. Para ello, se decidió delimitar la cuantía entre 1 % y 3 %, tal que se obtenga una columna más económica. Así, la distribución elegida para el primer nivel fue de 18 \emptyset de 1", la cual equivale a una cuantía de 2.87 %. Con lo indicado anteriormente, se procedió a determinar los diagramas de interacción para cada dirección de análisis. Estos se muestran a continuación:

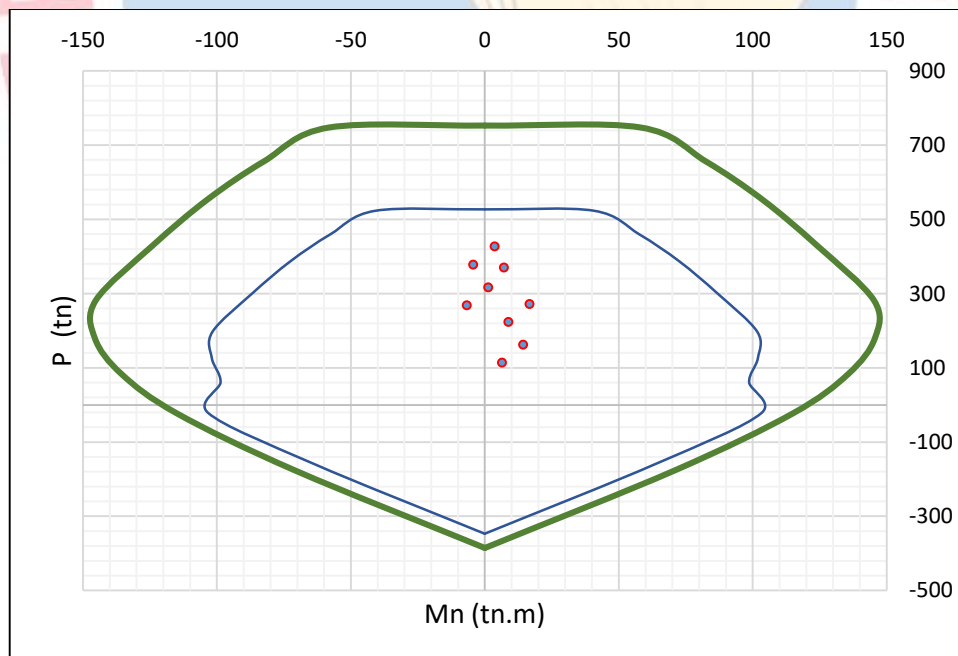


Figura 9.4.- Diagrama de Interacción para M33

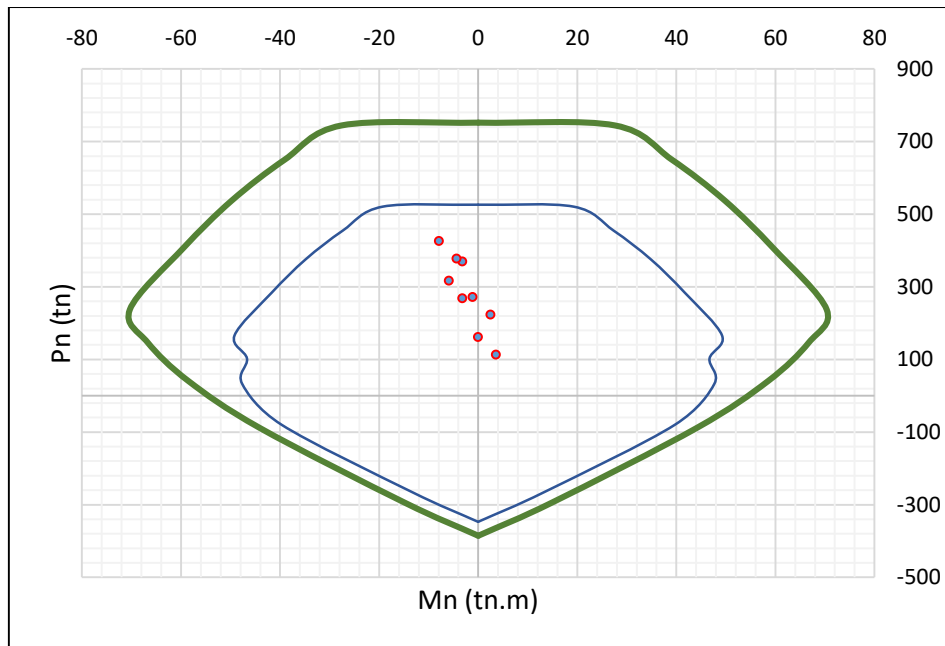


Figura 9.5.- Diagrama de Interacción para M22

La curva de color verde corresponde a los valores nominales P_n y M_n , mientras que la curva de color azul corresponde a los valores ϕP_n y ϕM_n . De las figuras anteriores se observa que los valores correspondientes a cada combinación de carga se encuentran dentro de la zona encerrada por la curva azul, por lo que el diseño es el adecuado para los efectos de flexocompresión.

Diseño por Cortante

Debido a que la columna forma parte del sistema sismo-resistente, el cortante último de diseño se obtendrá de acuerdo a lo especificado en 9.2. A continuación, se procede a realizar la verificación por corte para las direcciones X-X e Y-Y:

Tabla 9.4.- Verificación por corte en la dirección X-X

Combinaciones	ϕV_c (tn)	V22 (tn)	VMn (tn)	V2.5 (tn)	V diseño (tn)	$\phi V_c > V_u$
1.4 cm + 1.7 cv	35.28	4.66	83.13	4.66	4.66	SI
1.25 (cm + cv) + csx	31.04	6.73	91.25	8.93	8.93	SI
1.25 (cm + cv) + csy	28.94	4.73	92.50	5.49	5.49	SI
1.25 (cm + cv) - csx	35.61	1.35	82.50	0.84	1.35	SI
1.25 (cm + cv) - csy	37.71	3.34	78.13	2.59	3.34	SI
0.9 cm + csx	26.30	5.18	90.00	7.38	7.38	SI
0.9 cm + csy	24.21	3.19	88.13	3.94	3.94	SI
0.9 cm - csx	30.87	0.20	91.25	2.39	2.39	SI
0.9 cm - csy	32.97	1.80	88.75	1.04	1.80	SI

Tabla 9.5.- Verificación por corte en la dirección Y-Y

Combinaciones	ϕV_c (tn)	V33 (tn)	VMn (tn)	V2.5 (tn)	V diseño (tn)	$\phi V_c > V_u$
1.4 cm + 1.7 cv	32.42	1.97	38.75	1.96	1.97	SI
1.25 (cm + cv) + csx	28.52	0.96	43.13	0.36	0.96	SI
1.25 (cm + cv) + csy	26.60	0.33	44.38	2.53	2.53	SI
1.25 (cm + cv) - csx	32.72	2.42	38.75	2.99	2.99	SI
1.25 (cm + cv) - csy	34.65	3.70	36.25	5.89	5.89	SI
0.9 cm + csx	24.17	0.26	42.50	0.33	0.33	SI
0.9 cm + csy	22.24	1.03	40.00	3.22	3.22	SI
0.9 cm - csx	28.37	1.72	43.13	2.30	2.30	SI
0.9 cm - csy	30.30	2.67	41.25	5.20	5.20	SI

Cabe resaltar que los valores de los cortantes V22 y V33 corresponden a los valores últimos provenientes del análisis, los valores VMn corresponden a los cortantes obtenidos a partir de las resistencias nominales y los valores V2.5 corresponden a los cortantes obtenidos con un factor de amplificación para sismo de 2.5.

Dado a que $\phi V_c > V_u$, como se aprecia en la Tabla 9.4 y Tabla 9.5, no es necesario la colocación de estribos, sin embargo, en base a las exigencias de la Norma E.0.60, se colocarán estribos espaciados cada 10 cm, dentro de la zona de confinamiento de 85 cm, y cada 20 cm, fuera de la zona de confinamiento.

Para finalizar el diseño de la columna C-06, se muestra la distribución de acero longitudinal y transversal para toda la columna:

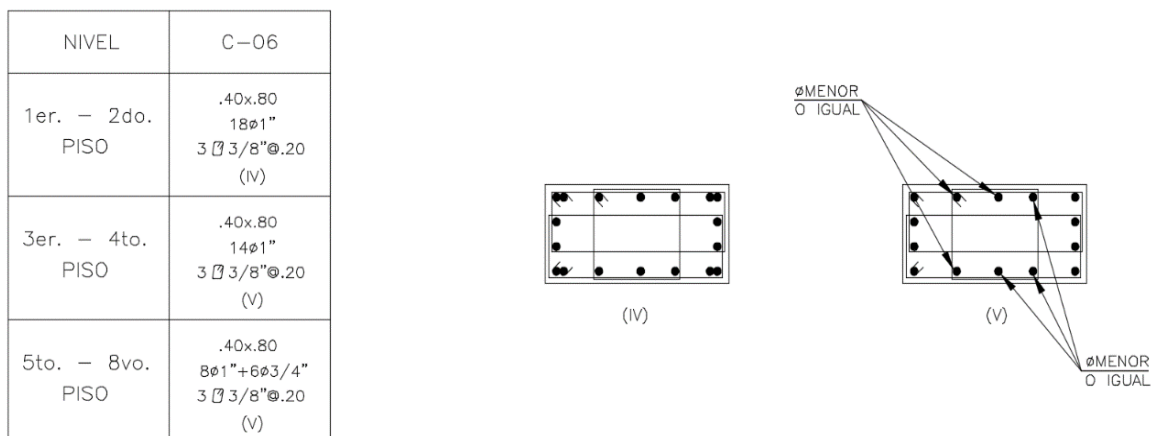


Figura 9.6.- Distribución de acero longitudinal y transversal de la columna C-06

CAPÍTULO 10: Diseño de Muros de Corte

Los muros de corte, o también llamados placas, son elementos estructurales que soportan cargas verticales, debido a su peso propio y a las cargas de gravedad que reciben, y horizontales, las cuales en su mayoría son solicitaciones sísmicas. Así, en estos elementos se tiene una combinación de fuerza axial, momento flector y fuerza cortante.

Por otro lado, debido a que poseen una gran rigidez y resistencia en una dirección, representan una buena opción para disminuir los desplazamientos de la estructura y no exceder el máximo permitido por la Norma E 0.30.

A continuación, se muestran los aspectos teóricos del diseño de placas y un ejemplo de diseño:

10.1 Diseño por Flexocompresión

El procedimiento de diseño por flexocompresión de placas es similar al de columnas, ya que se varía la posición del eje neutro para obtener las resistencias nominales y, así, poder construir el diagrama de interacción para cada dirección de análisis. Luego, se verifica que cada combinación de carga se encuentre dentro del diagrama y se optimizan los resultados para evitar una sección sobredimensionada.

Para obtener el diagrama de interacción es necesario definir una distribución de acero sobre la sección de la placa. Para ello, se siguen determinadas pautas en el armado de estos elementos como el de concentrar una cantidad de acero longitudinal en los extremos y repartir acero de menor área a lo largo del alma del muro (Blanco, 1997). Además, la Norma E 0.60 indica que cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 20 cm, la distribución del acero longitudinal en el alma se realizará en dos capas. Asimismo, se establece un valor mínimo de 0.0025 de cuantía vertical en el alma, el cual se debe verificar en el diseño por cortante.

Por otro lado, dado a que los valores de carga axial y momento flector varían en los pisos superiores, se requerirá cambiar la distribución de acero cada cierto número de pisos. Para la presente tesis se realizan tres cambios en la distribución de acero y se mostrarán al final del ejemplo.

10.2. Determinación de Elementos de Borde

Se considera como elementos de borde a las zonas del muro donde se concentra mayor cantidad de refuerzo longitudinal y transversal. De acuerdo a la Norma E 0.60, los elementos de borde se confinarán cuando se cumpla la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{lm}{600 (\delta u/hm)}$$

donde:

c : profundidad del eje neutro

lm : longitud del muro en el plano horizontal

δu : desplazamiento inelástico en el nivel más alto

hm : altura total del muro

Si se satisface la condición anterior, entonces se debe verificar que los elementos de borde cumplan con lo siguiente:

- La longitud horizontal de los elementos de borde deberá ser el mayor de los siguientes valores:
 - $c - 0.1$ (lm)
 - $c/2$
- Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras de hasta 5/8", 3/8" para barras de hasta 1" y de 1/2" para diámetros mayores.
- El espaciamiento no debe exceder el menor de los siguientes valores:
 - 10 db de la barra confinada de menor diámetro
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde
 - 25 cm
- El refuerzo debe extenderse hasta una altura no menor que el mayor valor entre lm y $0.25 Mu/Vu$.

Además, cuando ya no sea necesario colocar elementos de borde, el espaciamiento vertical del refuerzo transversal no debe exceder de los siguientes valores:

- 16 veces el diámetro de las barras longitudinales
- 48 veces el diámetro de los estribos
- La menor dimensión del elemento de borde
- 25 cm

10.3. Diseño por Capacidad

En el diseño por capacidad para muros de corte, la fuerza cortante de diseño se obtiene de amplificar la fuerza cortante obtenida del análisis a través de la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} \times \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

donde:

V_u : cortante de diseño

V_{ua} : cortante amplificado del análisis

M_{ua} : momento amplificado del análisis

M_n : momento nominal resistente

Esto equivale a evitar que la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión o flexocompresión. Además, el factor de amplificación M_n/M_{ua} no deberá ser mayor al coeficiente de reducción R.

Cabe destacar que los resultados obtenidos a partir de la expresión anterior solo se tomarán en cuenta desde la base de la placa hasta una altura equivalente al mayor de los siguientes valores:

- Longitud del muro (l_m)
- $0.25 M_u/V_u$
- La altura de los dos primeros pisos

10.4. Diseño por Cortante

Con lo indicado anteriormente, se procede a realizar el diseño por cortante para determinar la cuantía de refuerzo horizontal y verificar que la cuantía de refuerzo vertical sea la adecuada. Para ello, se utilizan las expresiones brindadas en el Artículo 11.10 de la Norma E 0.60 mediante el siguiente procedimiento:

- Se comprueba que el valor de V_n no se tome mayor a lo siguiente:

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

donde:

A_{cw} : área de corte de la sección transversal del muro

Esto equivale a limitar un valor máximo de la fuerza cortante actuante de manera que $\phi V_n \geq V_u$.

- Se calcula la contribución del concreto V_c mediante la siguiente fórmula:

$$V_c = A_{cw} \times (\alpha_c \times \sqrt{f'_c})$$

El valor de α_c varía de acuerdo a la relación hm/lm y tiene los siguientes valores:

- $\alpha_c = 0.80$ cuando $hm/lm \leq 1.5$
 - $\alpha_c = 0.53$ cuando $hm/lm \geq 2.0$
 - α_c varía linealmente cuando $1.5 \leq hm/lm \leq 2.0$
- Se verifica que V_u cumpla con la siguiente condición:

$$V_u < 0.27 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$$

Si esto sucede, se podrá reducir la cuantía vertical a 0.0015 y la cuantía horizontal a 0.002.

- Si $V_u > \phi V_c$, entonces se necesita colocar refuerzo por corte, por lo que se obtiene $V_s = V_u/\phi - V_c$.
- Se procede a calcular la cuantía horizontal ph mediante la siguiente expresión:

$$V_s = A_{cw} \times ph \times f_y$$

Además, se debe verificar que ph no sea menor a 0.0025 y que el espaciamiento no exceda de 40 cm ni tres veces el espesor del muro.

- Finalmente, se verifica que la cuantía vertical pv cumpla con la siguiente condición:

$$pv = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) (pv - 0.0025) \geq 0.0025$$

Al igual que para la cuantía horizontal, el espaciamiento no deberá exceder de 40 cm ni tres veces el espesor del muro.

10.5. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la placa PL-11 para el primer piso y se mostrará una tabla con las cuantías, tanto horizontal como vertical, obtenidas para cada uno de los pisos.

Esta placa se caracteriza por presentar una forma alargada con un espesor de 25 cm. Debido a ello, posee grandes deformaciones por corte en la dirección de su mayor dimensión. A continuación, se muestran sus dimensiones y los ejes usados para los cálculos:

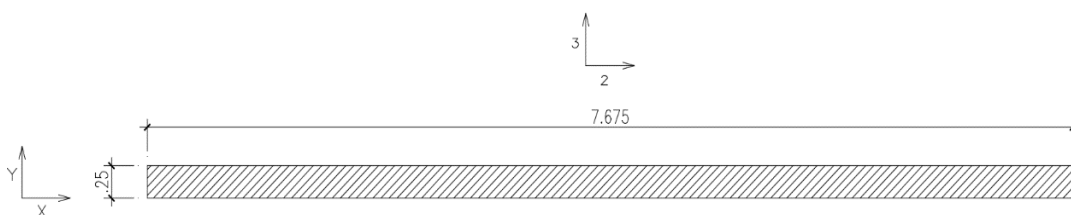


Figura 10.1.- Ejes globales y locales para placa PL-11

La Tabla 10.1 muestra las cargas obtenidas tanto del análisis por cargas de gravedad como las que brinda el programa ETABS para el primer piso.

Tabla 10.1.- Fuerzas en placa PL-11

	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
CM	235.64	-0.21	0.05	-0.15	49.72
CV	16.65	0.23	0.00	-0.05	21.19
SISMO X	-12.72	162.88	0.51	3.84	2285.21
SISMO Y	-12.32	74.93	0.48	4.00	929.20

Con las fuerzas de la tabla anterior se procede a realizar las combinaciones de cargas para excentricidades en el eje 2 (V22 y M33) y para el eje 3 (V33 y M22). Estos valores corresponden a los puntos Pu y Mu que se ubicarán en el diagrama de interacción. Las combinaciones realizadas se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 10.2.- Combinaciones de cargas para V22 y M33

Combinaciones	Pu (tn)	Mu33 (tn.m)	Vu22 (tn)
1.4 cm + 1.7 cv	357.64	105.63	0.10
1.25 (cm + cv) + csx	302.14	2373.85	162.91
1.25 (cm + cv) + csy	302.54	1017.83	74.95
1.25 (cm + cv) - csx	327.59	-2196.57	-162.86
1.25 (cm + cv) - csy	327.19	-840.56	-74.90
0.9 cm + csx	198.99	2329.96	162.69
0.9 cm + csy	199.39	973.94	74.74
0.9 cm - csx	224.44	-2240.46	-163.07
0.9 cm - csy	224.04	-884.45	-75.12

Tabla 10.3.- Combinaciones de cargas para V33 y M22

Combinaciones	Pu (tn)	Mu22 (tn.m)	Vu33 (tn)
1.4 cm + 1.7 cv	357.64	-0.30	0.07
1.25 (cm + cv) + csx	302.14	3.59	0.57
1.25 (cm + cv) + csy	302.54	3.75	0.54
1.25 (cm + cv) - csx	327.59	-4.09	-0.45
1.25 (cm + cv) - csy	327.19	-4.25	-0.42
0.9 cm + csx	198.99	3.70	0.56
0.9 cm + csy	199.39	3.86	0.53
0.9 cm - csx	224.44	-3.97	-0.47
0.9 cm - csy	224.04	-3.47	-0.36

De las tablas anteriores se puede observar que los valores de los cortantes V33 y momentos M22 son muy pequeños, dado a que las mayores deformaciones se producen en la dirección 2 producto de la gran rigidez y resistencia que posee la placa en esa dirección.

Diseño por Flexocompresión

Para el presente diseño se realizó la distribución del acero longitudinal de manera que los valores de P_u y M_u obtenidos se encuentren dentro del diagrama de interacción. Para ello, se usaron núcleos confinados de 160 cm x 25 cm en los extremos de la placa con 8 \emptyset de 1" en las esquinas y 12 \emptyset de 3/4" en el resto del núcleo. Además, se consideró la cuantía mínima vertical de 0.0025, lo cual equivale a un refuerzo repartido de 3/8" @ 20 cm. Con lo indicado anteriormente, se procedió a determinar los diagramas de interacción para cada dirección de análisis. Estos se muestran a continuación:

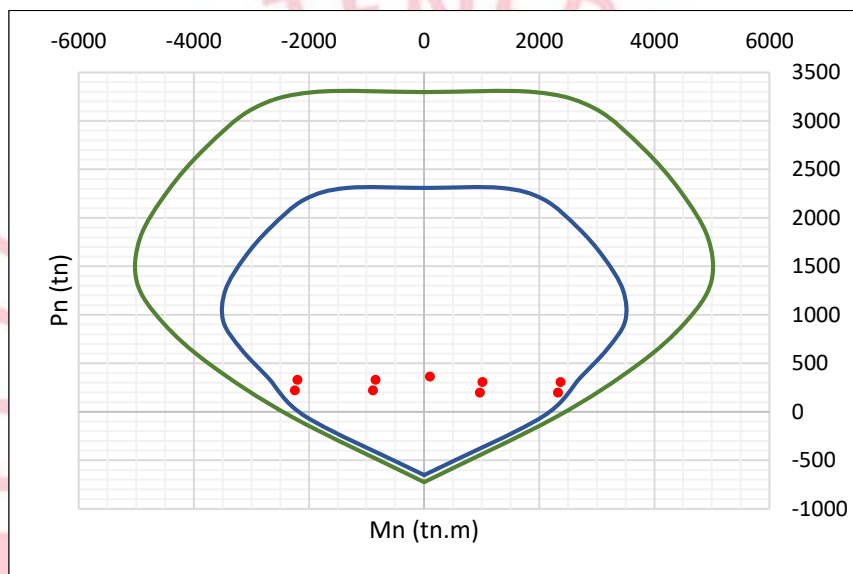


Figura 10.2.- Diagrama de Interacción para M33

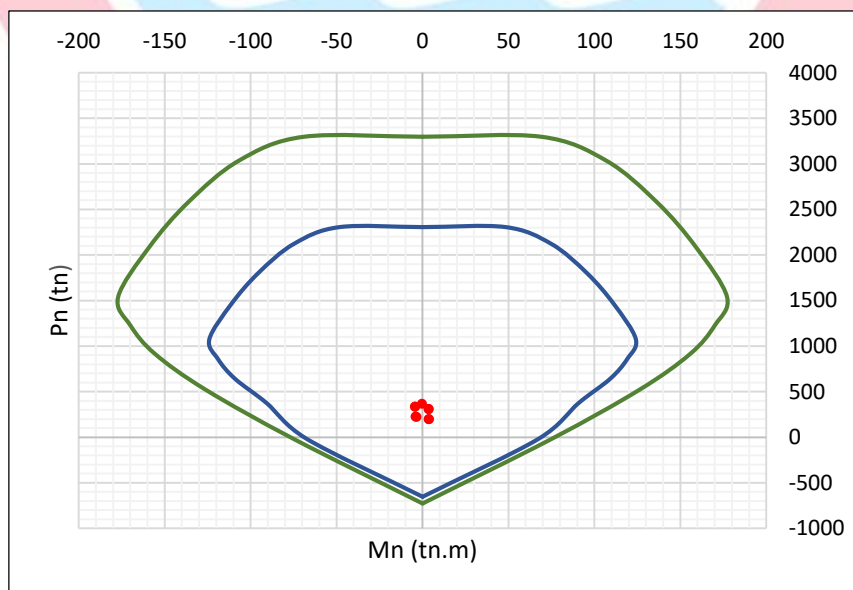


Figura 10.3.- Diagrama de Interacción para M22

La curva de color verde corresponde a los valores nominales P_n y M_n , mientras que la curva de color azul corresponde a los valores ϕP_n y ϕM_n . De las figuras anteriores se observa que los valores correspondientes a cada combinación de carga se encuentran dentro de la zona encerrada por la curva azul, por lo que el diseño es el adecuado para los efectos de flexocompresión.

Determinación de Elementos de Borde

Para el cálculo del eje neutro se usó el diagrama de momento curvatura de la sección brindado por el programa ETABS. Para ello, es necesario definir los diagramas de esfuerzo-deformación de los materiales que componen dicha sección. Estos, se muestran en las siguientes imágenes:

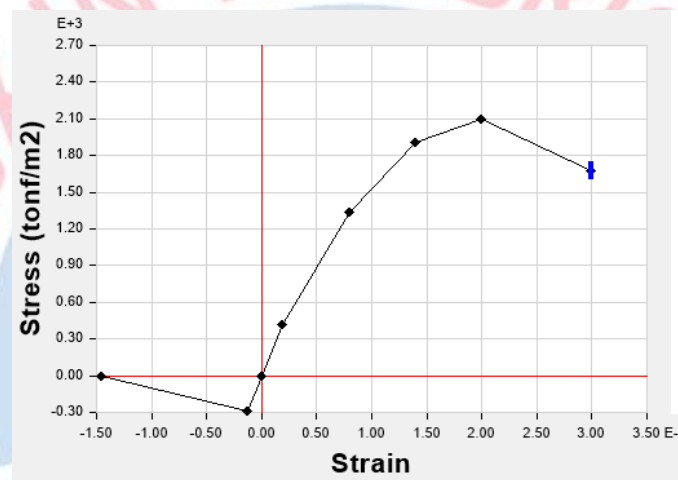


Figura 10.4.- Diagrama esfuerzo-deformación del concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

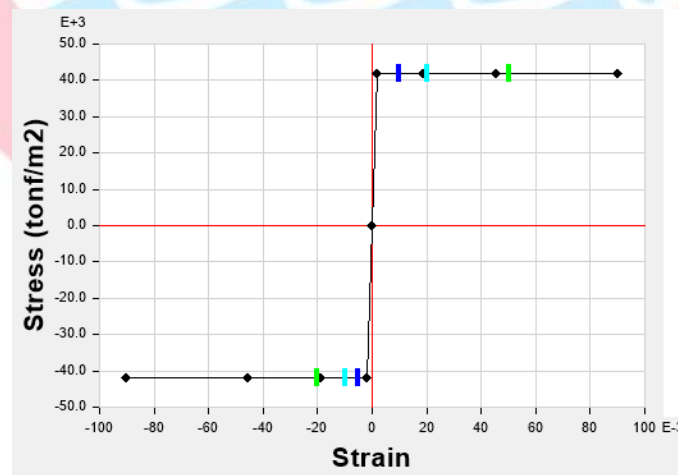


Figura 10.5.- Diagrama esfuerzo-deformación del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Después, para obtener el diagrama momento-curvatura se colocan como datos de entrada la carga axial amplificada y el ángulo de orientación del momento.

La fórmula que relaciona la ubicación del eje neutro con la curvatura es la siguiente:

$$c = \frac{0.003}{\varphi}$$

Por ejemplo, para el caso de estudio, se realiza solo el análisis en la dirección 2, ya que en esa dirección se genera la mayor fuerza cortante; asimismo, se calculará un solo valor para el eje neutro ya que la sección es simétrica tanto en su geometría como en la distribución del acero longitudinal.

Para calcular la posición del eje neutro es necesario obtener el diagrama momento-curvatura asociado con la mayor carga axial que contenga al sismo en X. Esta carga es de 327.59 tn (ver Tabla 10.2), por lo que se obtiene el siguiente diagrama:

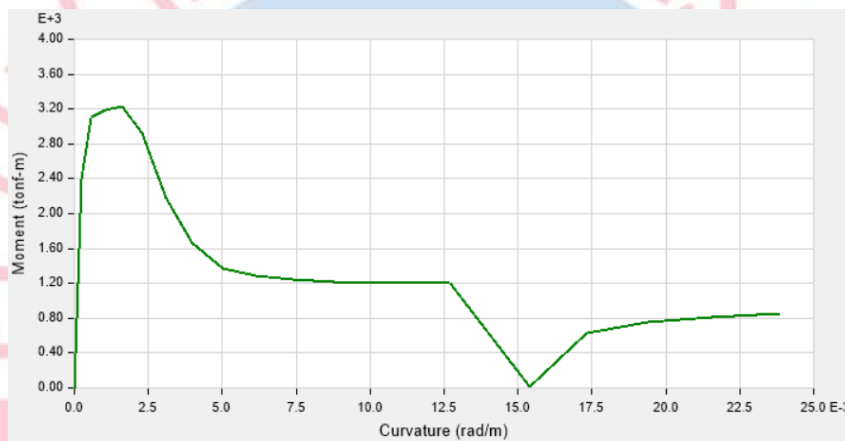


Figura 10.6.- Diagrama momento-curvatura para $P_u = 327.59$ tn

La curvatura asociada con la deformación de agotamiento del concreto es de 0.0016 rad/m, con la cual se obtiene que la posición del eje neutro es igual a 187.50 cm.

Luego, se debe comprobar si se necesita confinamiento en los núcleos. Para ello, es necesario determinar el máximo desplazamiento inelástico producido por el sismo de diseño en la dirección X, el cual viene a ser de 0.0634 m, y se procede a verificar las condiciones establecidas en 10.2. A continuación, se muestra dicho procedimiento:

$$\frac{\delta u}{hm} = \frac{0.0634 \text{ m}}{24.2 \text{ m}} = 0.0026 < 0.005$$

$$c \geq \frac{767.5 \text{ cm}}{600 \times 0.005} = 255.83 \text{ cm}$$

Dado que el valor del eje neutro es menor a 255.83 cm, no será necesario el uso de confinamiento. No obstante, debido a que se está concentrando acero longitudinal en los

extremos de la placa, se colocarán estribos de acuerdo a lo mencionado en 10.2. El espaciamiento obtenido es de 25 cm para cada uno de los pisos.

Diseño por Cortante

Como ya se mencionó anteriormente, solo se realiza el análisis en la dirección 2 (dirección X). Para ello, se seguirá el procedimiento detallado en 10.3 y 10.4 para el diseño por capacidad y cortante.

Para el diseño por capacidad se calcula la fuerza cortante de diseño mediante la expresión dada en 10.3 de la siguiente manera:

$$Vu = Vua \times \left(\frac{Mn}{Mua} \right) = 163.07 \times \left(\frac{3105}{2240.46} \right) = 226 \text{ tn}$$

El valor de Mua está asociado con el cortante máximo amplificado Vua (ver Tabla 10.2) y el valor de Mn se obtiene del diagrama de interacción para momentos M33 mostrado en la Figura 10.2. Luego, se sigue el procedimiento detallado en 10.4 de la siguiente manera:

$$Acw = b \times 0.8 \times lm = 25 \times 0.8 \times 767.5 = 15350 \text{ cm}^2$$

$$Vn \leq 2.6 \times \sqrt{210} \times 15350 = 578.35 \text{ tn}$$

Como $\phi Vn \geq Vu$, entonces se tiene:

$$Vu \text{ máx} = 0.85 \times 578.35 = 491.60 \text{ tn}$$

Este último valor no es excedido por el Vu de capacidad, por lo que se procede a calcular la contribución del concreto a la resistencia por cortante y la cuantía horizontal.

$$Vc = 15350 \times (0.53 \times \sqrt{210}) = 117.90 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{226}{0.85} - 117.9 = 148 \text{ tn}$$

$$\rho_h = \frac{148 \times 1000}{15350 \times 4200} = 0.0023 < 0.0025$$

La cuantía horizontal a utilizar es la mínima, por lo que la distribución del acero es de 3/8" @ 20 cm, el cual se usará para los tres primeros pisos. Por último, se verifica que la cuantía vertical asumida cumpla con la siguiente condición:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{24.2}{7.675} \right) (0.0025 - 0.0025) = 0.0025$$

Como no se necesita un valor mayor a 0.0025, entonces el valor asumido es el adecuado, es decir 3/8" @ 20 cm.

Para realizar el diseño por cortante de los demás pisos, se utilizan los cortantes máximos en cada nivel y se procede de forma similar a lo descrito anteriormente. La siguiente tabla muestra los resultados del diseño por corte para todos los niveles:

Tabla 10.4.- Diseño por Cortante para dirección X-X

Nivel	Vu (tn)	ϕVc (tn)	$\phi Vc > Vu$	Vs (tn)	ph	pv	Distribución Horizontal	Distribución Vertical
1	226	100.22	NO	148.00	0.0025	0.0025	$\phi 3/8''@20$ cm	$\phi 3/8''@20$ cm
2	178	100.22	NO	91.90	0.0025	0.0025		
3	141	100.22	NO	48.30	0.0025	0.0025		
4	119	100.22	NO	22.10	0.0025	0.0025		
5	96	100.22	SI	0.00	0.0025	0.0025		
6	72	100.22	SI	0.00	0.0025	0.0025		
7	43	100.22	SI	0.00	0.0020	0.0015	$\phi 3/8''@25$ cm	$\phi 3/8''@30$ cm
8	42	100.22	SI	0.00	0.0020	0.0015		

De la tabla anterior se observa que a partir del quinto piso se cumple que $\phi Vc > Vu$; no obstante, dado que en el quinto y sexto piso los valores de Vu son mayores a $0.27 \times \sqrt{f'c} \times Acw = 60.1$ tn, se sigue utilizando la cuantía vertical y horizontal de 0.0025, mientras que en los últimos dos pisos se utiliza la cuantía mínima de $\rho v = 0.0015$ y $\rho h = 0.0020$.

Para finalizar el diseño de la placa PL-11, se muestra la distribución de acero cada cierto número de pisos en la siguiente figura:

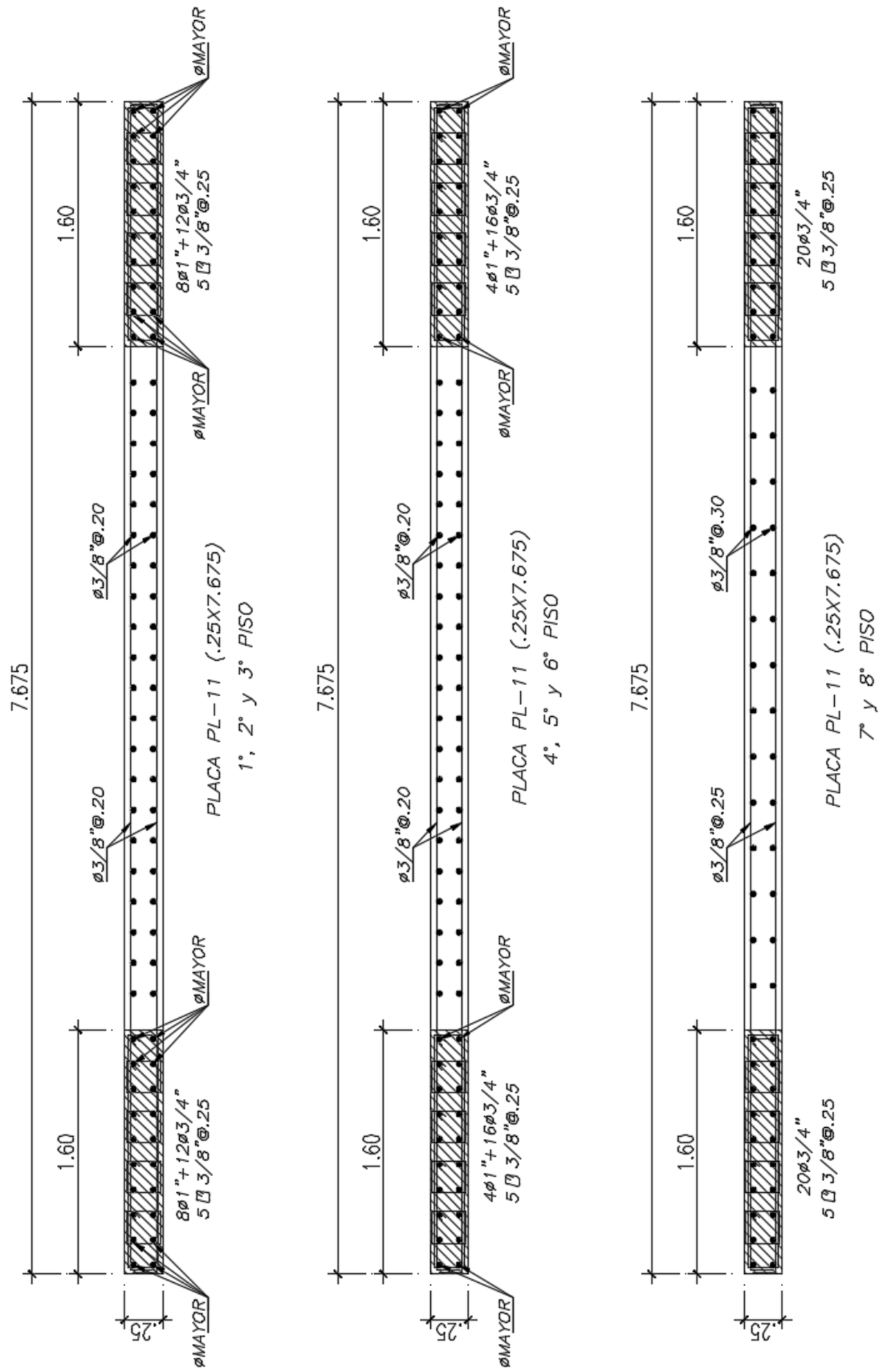


Figura 10.7.- Distribución de acero para la placa PL-11

CAPÍTULO 11: Diseño de Cimentaciones

Las cimentaciones son elementos estructurales que se encargan de transmitir las fuerzas que reciben de las columnas y placas hacia el suelo, de tal forma que los esfuerzos generados en este último sean menores a su capacidad portante.

Existen dos tipos de cimentaciones: superficiales y profundas. La elección de una u otra dependerá de las características del terreno sobre el cual se apoya la estructura.

En aquellos suelos con una buena capacidad portante en los estratos superiores se podrán realizar cimentaciones superficiales ya sea con zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas y/o cimientos corridos. Por otro lado, en aquellos suelos con estratos superiores débiles se realizarán cimentaciones profundas, como son los pilotes o micropilotes.

Para la presente tesis, se decidió cimentar superficialmente. Por ello, a continuación, se muestran los aspectos teóricos del diseño de este tipo de cimentación y dos ejemplos de diseño:

11.1 Dimensionamiento de las cimentaciones

Como ya se mencionó, los esfuerzos inmediatamente debajo de una cimentación deberán ser menores a la capacidad portante del suelo. Por ende, es de suma importancia proveer a las cimentaciones con un área adecuada, dado a que, a mayor área, los esfuerzos serán menores.

De acuerdo a la Norma E 0.60, las dimensiones de una zapata se determinan a partir de las fuerzas axiales y momentos en servicio obtenidos del análisis de la estructura y con la capacidad admisible del suelo. Así, para obtener un área tentativa se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{tentativa} = \frac{1.05 \times (P_{servicio})}{0.90 \times (\sigma_{adm})}$$

donde:

$P_{servicio}$: carga muerta y carga viva en servicio

σ_{adm} : capacidad admisible del suelo

En la expresión anterior, debido a que no se toma en cuenta el peso de la cimentación ni la influencia de los momentos, la carga en servicio se amplifica en un 5 %, mientras que la capacidad admisible del suelo se reduce en un 10 %.

Luego, se procede a verificar los esfuerzos en la cimentación debido a las cargas de gravedad y a las cargas sísmicas. Debido a que estas últimas se encuentran a nivel de resistencia de la estructura, será necesario reducirlas a un 80 % de los valores obtenidos del análisis. Asimismo, se aceptará un incremento del 30 % de la capacidad admisible de suelo cuando se verifiquen los esfuerzos que contengan sismo. A continuación, se muestra un esquema de la distribución de esfuerzos debajo de una cimentación:

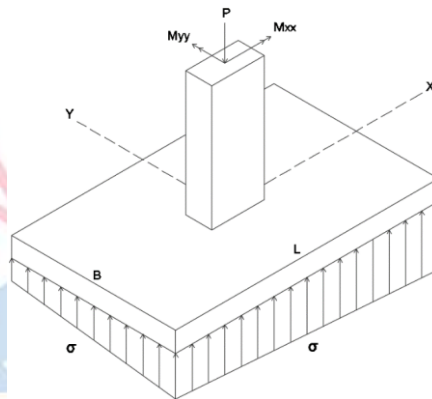


Figura 11.1.- Distribución de esfuerzos en una cimentación

La expresión a utilizar para el cálculo de los esfuerzos es la siguiente:

$$\sigma = \frac{P}{B \times L} \pm \frac{6 M_{xx}}{B^2 \times L} \pm \frac{6 M_{yy}}{B \times L^2}$$

En aquellos casos en que la excentricidad de la carga vertical exceda los límites del núcleo central, es decir, se produzcan tracciones, será necesario realizar una redistribución de esfuerzos. Para ello, se realizará una redistribución lineal según Meyerhof, el cual se esquematiza a continuación:

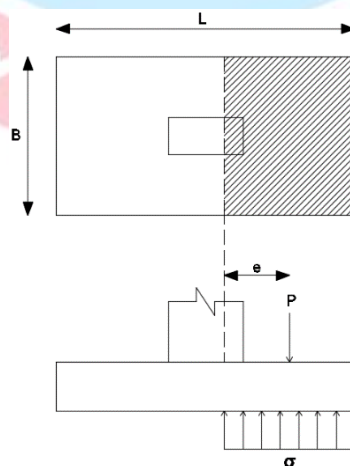


Figura 11.2.- Redistribución lineal de esfuerzos – Meyerhof

Como se observa de la figura anterior, la carga vertical debe coincidir con la resultante del área cargada, por lo que se obtiene la siguiente expresión para el esfuerzo lineal:

$$\sigma = \frac{P}{B \times (L - 2e)}$$

donde:

e : excentricidad de la carga vertical

11.2. Verificación por Corte

La reacción del suelo en la cimentación produce fuerzas cortantes, por lo que se deberá verificar que el cortante último, ubicado a una distancia “ d ” de la cara de la columna o placa, sea menor a la resistencia por corte del concreto multiplicado por el factor de reducción de resistencia.

Las expresiones a utilizar son las siguientes:

$$\phi V_c \geq V_u ; V_u = \sigma_u \times A_{critica}$$

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

donde:

σ_u : esfuerzo último

$A_{critica}$: área crítica de corte

La siguiente figura proporciona una mejor visualización de las variables a utilizar:

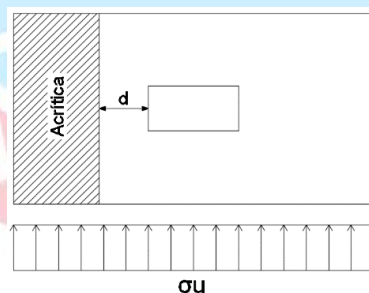


Figura 11.3.- Esquema para verificar cortante

11.3. Verificación por Punzonamiento

Las cimentaciones pueden presentar grietas en forma de una superficie de cono o pirámide trunca debido a la carga axial. Por ello, se debe verificar que el cortante último, ubicado a una distancia “ $d/2$ ” de la cara de la columna o placa, sea menor a la resistencia por corte del concreto

multiplicado por el factor de reducción de resistencia. Las expresiones a utilizar son las siguientes:

$$\phi V_c \geq V_u ; \quad V_u = \sigma_u \times (A_{total} - A_o)$$

$$\phi V_c = \phi \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

donde:

A_{total} : área total de la cimentación

A_o : área de la sección crítica

b_o : perímetro de la sección crítica

La siguiente figura proporciona una mejor visualización de las variables a utilizar:

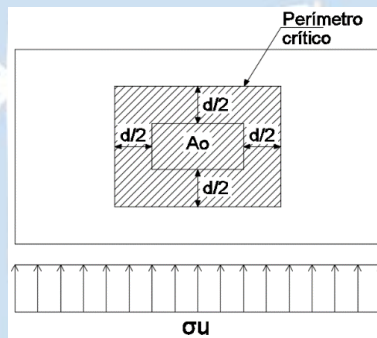


Figura 11.4.- Esquema para verificar punzonamiento

11.4. Diseño por Flexión

Debido a que la reacción del suelo tiende a levantar la cimentación, la parte inferior de esta se encontrará traccionada en la zona de los volados, por lo que será necesario proveer de una cantidad adecuada de acero.

El procedimiento para calcular la cantidad de acero es el mismo que se utilizó para losas aligeradas y vigas. Además, se deberá tener en cuenta una cuantía mínima de 0.0018.

11.5. Ejemplos de Diseño

A modo de ejemplo, se realizarán los diseños de una zapata aislada, correspondiente a la placa PL-04 del ascensor, y otra conectada, correspondiente a la columna C-06 y placa PL-10.

11.5.1. Diseño de zapata aislada

Antes de realizar los cálculos, se mostrarán las dimensiones de la placa PL-04 y los ejes locales utilizados.

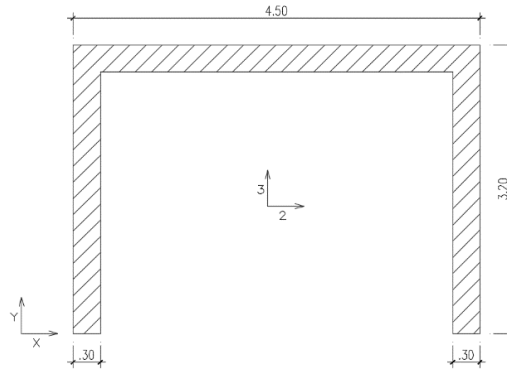


Figura 11.5.- Ejes globales y locales para placa PL-04

Dimensionamiento de la zapata

La siguiente tabla muestra las cargas obtenidas tanto del análisis por cargas de gravedad como las que brinda el programa ETABS:

Tabla 11.1.- Fuerzas en placa PL-04

	P (tn)	M22 (tn.m)	M33 (tn.m)
CM	897.25	-553.50	11.50
CV	57.88	-44.03	12.30
SISMO X	-35.22	349.47	2809.07
SISMO Y	-147.79	1505.14	668.03

Con la expresión dada en 11.1, para el área tentativa, y con una capacidad admisible del suelo de 50 tn/m² se procede a determinar las dimensiones de la zapata. A continuación, se muestran los cálculos:

$$A_{tentativa} = \frac{1.05 \times (897.25 + 57.88)}{0.9 \times 50} = 22.29 \text{ m}^2$$

Debido a los momentos grandes que posee la placa se eligen las dimensiones de 7.80 m x 6.50 m, por lo que se tienen volados iguales de 1.65 m. Luego, se procede a verificar los esfuerzos en cada una de las esquinas de la zapata; para ello, se tiene en cuenta el siguiente esquema:

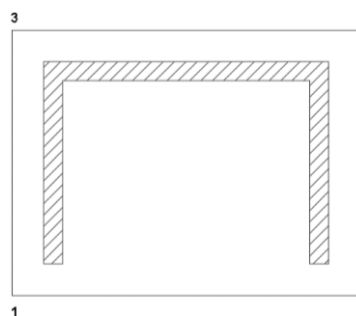


Figura 11.6.- Esquema para determinación de esfuerzos – zapata aislada

A continuación, se muestran los cálculos para la combinación en servicio de CM+CV:

$$\frac{P}{A} = 1.05 \times \frac{897.25 + 57.88}{6.50 \times 7.80} = 19.78 \text{ tn/m}^2$$

$$\frac{6 M_{22}}{B^2 \times L} = 6 \times \frac{(-553.50 - 44.03)}{(6.50^2 \times 7.80)} = -10.88 \text{ tn/m}^2$$

$$\frac{6 M_{33}}{B \times L^2} = 6 \times \frac{(11.50 + 12.30)}{(6.50 \times 7.80^2)} = 0.36 \text{ tn/m}^2$$

$\sigma 1$ (tn/m ²)	$\sigma 2$ (tn/m ²)	$\sigma 3$ (tn/m ²)	$\sigma 4$ (tn/m ²)
8.54	9.26	30.30	31.02

La verificación de esfuerzos para las demás combinaciones en servicio sigue un procedimiento similar. La siguiente tabla muestra un resumen de los esfuerzos obtenidos:

Tabla 11.2.- Esfuerzos en zapata aislada para cada combinación en servicio

CARGAS	$\sigma 1$ (tn/m ²)	$\sigma 2$ (tn/m ²)	$\sigma 3$ (tn/m ²)	$\sigma 4$ (tn/m ²)
CM+CV	8.54	9.26	30.30	31.02
CM+CV+SISMO X	-21.05	47.87	-9.47	59.44
CM+CV-SISMO X	38.13	-29.34	70.07	2.60
CM+CV+SISMO Y	19.91	36.85	-2.18	14.76
CM+CV-SISMO Y	-2.83	-18.32	62.78	47.28

De acuerdo a los resultados anteriores, se están presentando tracciones cuando se considera el sismo en X o el sismo el Y. Dado que el suelo no es capaz de resistir fuerzas de tracción, se realiza una redistribución de esfuerzos. A continuación, se muestran los cálculos de redistribución para la combinación en servicio de CM+CV+SISMO X:

$$P = 973.30 \text{ tn}$$

$$M_{22} = -317.95 \text{ tn.m} \quad B_{ef} = 6.50 - 2 \times 317.95/973.30 = 5.85 \text{ m}$$

$$M_{33} = 2271.06 \text{ tn.m} \quad L_{ef} = 7.80 - 2 \times 2271.06/973.30 = 3.13 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{973.30}{5.85 \times 3.13} = 53.16 \text{ tn/m}^2 < 65 \text{ tn/m}^2$$

La redistribución de esfuerzos para las demás combinaciones en servicio sigue un procedimiento similar. La siguiente tabla muestra un resumen con los nuevos esfuerzos obtenidos:

Tabla 11.3.- Nuevos esfuerzos en zapata aislada

CARGAS	σ (tn/m ²)
CM+CV+SISMO X	53.16
CM+CV-SISMO X	61.60
CM+CV+SISMO Y	26.30
CM+CV-SISMO Y	49.50

Como se observa en la Tabla 11.2 y Tabla 11.3, los esfuerzos obtenidos con las combinaciones CM+CV y CM+CV \pm SISMO son menores al 100 % y 130 % de la capacidad admisible del suelo, respectivamente. Por tanto, se puede decir que las dimensiones de la zapata son adecuadas.

Verificación por Corte

Para realizar la verificación por corte se debe de obtener el esfuerzo último inmediatamente debajo de la zapata. Para ello, se trabajan con los esfuerzos máximos calculados para cada verificación multiplicados por un factor de 1.60, cuando el esfuerzo es producido por cargas de gravedad, y por un factor de 1.25, cuando el esfuerzo es producido por cargas de gravedad y cargas sísmicas. A continuación, se muestra una tabla con los esfuerzos últimos obtenidos:

Tabla 11.4.- Esfuerzos últimos para zapata aislada

	σ máx (tn/m)	Factor	σ u (tn/m ²)
CM+CV	31.02	1.60	49.63
CM+CV+SISMO X	53.10	1.25	66.41
CM+CV-SISMO X	61.60	1.25	76.96
CM+CV+SISMO Y	26.30	1.25	32.86
CM+CV-SISMO Y	49.50	1.25	61.87

El esfuerzo último a considerar es de 76.96 tn/m² y se trabajará con un peralte de 0.90 m; así, se obtiene el siguiente cortante último:

$$V_u = 76.96 \times 1 \times (1.65 - 0.90) = 57.72 \text{ tn}$$

El valor obtenido del cortante es para un metro de longitud y será el mismo en ambas direcciones, ya que se cuenta con volados iguales. Luego, se calcula la resistencia del concreto a cortante para un metro de longitud y se verifica que $\phi V_c \geq V_u$. Los resultados se muestran a continuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 90 = 58.76 \text{ tn} > 57.72 \text{ tn}$$

Dado que $\phi V_c \geq V_u$, el peralte escogido es el adecuado para satisfacer los requerimientos por cortante.

Verificación por punzonamiento

Para verificar punzonamiento se trabaja con el esfuerzo último de 76.96 tn/m^2 y con el mismo peralte de 0.90 m ; así, se obtiene el siguiente cortante último:

$$V_u = 76.96 \times (7.8 \times 6.50 - 13.44) = 2867.53 \text{ tn}$$

Luego, se calcula la resistencia del concreto a cortante y se verifica que $\phi V_c \geq V_u$. Los resultados se muestran a continuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 2480 \times 90 = 2914.26 \text{ tn} > 2867.53 \text{ tn}$$

Dado que $\phi V_c \geq V_u$, el peralte escogido es el adecuado para satisfacer los requerimientos por punzonamiento.

Diseño por Flexión

Para el diseño por flexión de la cimentación se debe tener en cuenta el muro de 20 cm que conforma el pit del ascensor, debido a que se producirán tracciones en la parte inferior de los volados, mientras que en la parte interior de la cimentación se producirán tracciones en la parte superior. Debido a esto, la cimentación requerirá de una malla superior y otra inferior.

Los momentos últimos para determinar la cantidad de acero se obtendrán en la dirección larga, ya que en esta dirección la zapata presentará mayores tracciones en la parte interna. A continuación, se muestra el diagrama de momentos obtenido para un metro de ancho:

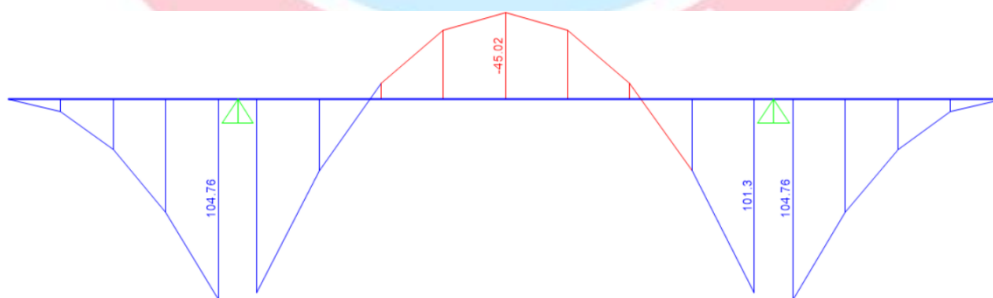


Figura 11.7.- Diagrama de momento flector en la dirección larga

Los momentos máximos a considerar son de 104.76 tn.m , para el volado, y 45.02 tn.m para la parte interior. A continuación, se mostrará un cuadro con el acero requerido y el colocado:

Tabla 11.5.- Acero requerido y colocado en zapata aislada

Sección	Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado	Malla
Volado	104.76	32.14	ϕ 1" @ .15	Inferior
Parte interior	45.02	18.00	ϕ 3/4" @ .15	Superior

Por otro lado, al muro de 20 cm se le colocará una cuantía mínima de 0.0020 para el acero vertical y horizontal. A continuación, se muestran los cálculos:

$$\text{Acero vertical} = 0.0020 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 8\text{mm} @ .25$$

$$\text{Acero horizontal} = 0.0020 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 8\text{mm} @ .25$$

Para finalizar el diseño de la zapata aislada, se muestra la distribución de acero en planta, así como la elevación del muro de 20 cm que conforma el pit del ascensor:

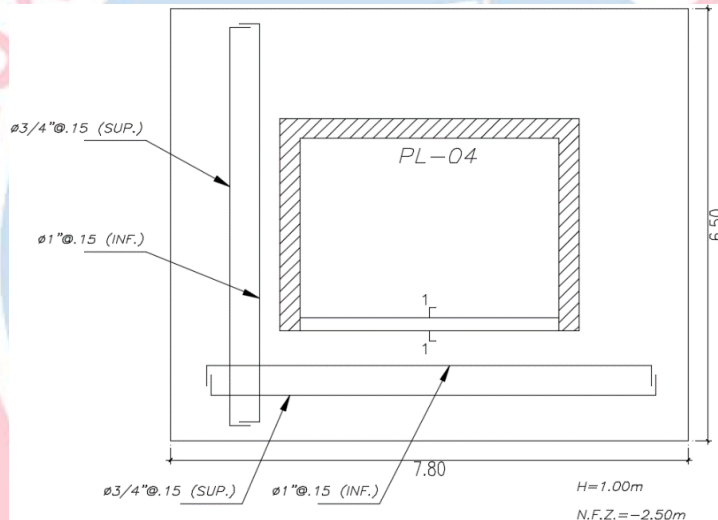


Figura 11.8.- Vista en planta del acero de la zapata aislada

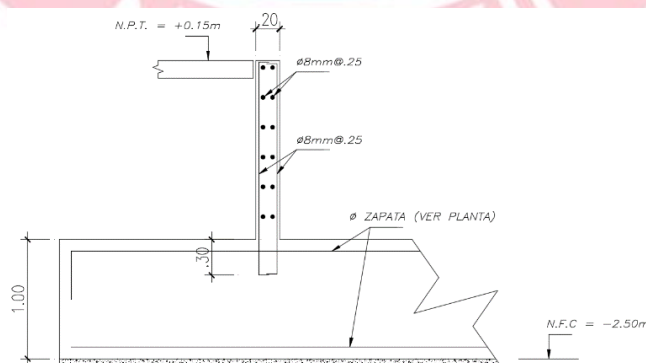


Figura 11.9.- Elevación del muro del pit del ascensor – corte 1-1

11.5.2. Diseño de zapata conectada

Antes de realizar los cálculos, se mostrarán las dimensiones de la columna C-06 y de la placa PL-10 y los ejes locales utilizados.

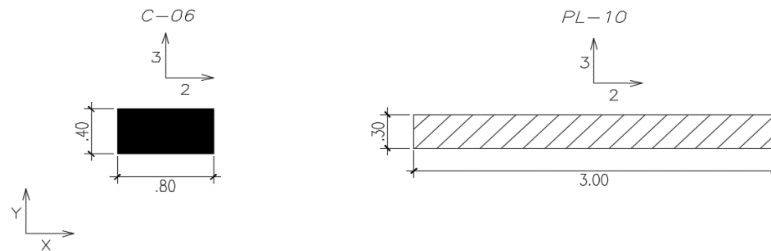


Figura 11.10.- Ejes globales y locales para columna C-06 y placa PL-10

Dimensionamiento de las zapatas

Las siguientes tablas muestran las cargas obtenidas tanto del análisis por cargas de gravedad como las que brinda el programa ETABS:

Tabla 11.6.- Fuerzas en columna C-06 – zapata interior

	P (tn)	M22 (tn.m)	M33 (tn.m)
CM	238.67	-1.78	4.23
CV	21.03	-0.40	0.73
SISMO X	-52.98	1.60	10.49
SISMO Y	-101.60	5.20	2.56

Tabla 11.7.- Fuerzas en placa PL-10 – zapata exterior

	P (tn)	M22 (tn.m)	M33 (tn.m)
CM	205.87	-0.06	12.53
CV	15.37	-0.01	3.10
SISMO X	-52.22	0.92	289.17
SISMO Y	-22.85	3.97	76.73

Con la expresión dada en 11.1, para el área tentativa, y con una capacidad admisible del suelo de 50 tn/m² se procede a determinar las dimensiones de las zapatas. A continuación, se muestran los cálculos:

$$A_{zapata\ interior} = \frac{1.05 \times (238.67 + 21.03)}{0.9 \times 50} = 6.06\ m^2$$

$$A_{zapata\ exterior} = \frac{1.20 \times (205.87 + 15.37)}{0.9 \times 50} = 5.90\ m^2$$

Cabe resaltar que para determinar el área tentativa de la zapata exterior se aumentó en un 20 % la carga en servicio, debido a que la excentricidad de dicha zapata genera un aumento en los esfuerzos.

Las dimensiones elegidas para las zapatas son de 2.50 m x 2.10 m, para la zapata interior, y 7.0 m x 2.0 m, para la zapata exterior.

Con la finalidad de contrarrestar el efecto de volteo que se produce en la zapata exterior, se procede a conectar ambas zapatas a través de una viga rígida. Este nuevo sistema permite obtener presiones uniformes, las cuales se obtienen a través del siguiente esquema:



Figura 11.11.- Modelo de análisis para cimentaciones conectadas

Al resolver el sistema anterior mediante ecuaciones de equilibrio, se obtienen las siguientes expresiones:

$$R1 = P1 + P2 - R2$$

$$R2 = \frac{P2 (L + e) - (M1 + M2)}{L}$$

donde:

$P1, P2, M1, M2$: cargas en servicio provenientes del análisis

$R1, R2$: reacciones en las zapatas

L : distancia entre las zapatas

e : excentricidad de la zapata exterior

Con las cargas correspondientes a P y $M22$ de la Tabla 11.6 y Tabla 11.7 se procede a calcular las reacciones en las zapatas y, posteriormente, a verificar los esfuerzos adicionando el efecto del momento $M33$. Para ello, se tiene en cuenta el siguiente esquema:

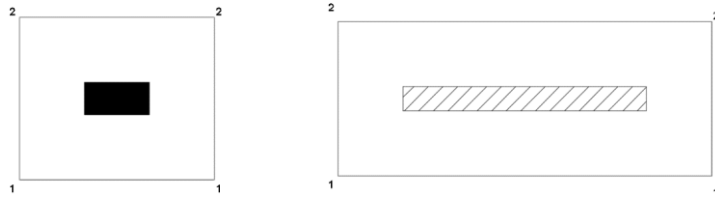


Figura 11.12.- Esquema para determinación de esfuerzos – zapata conectada

A continuación, se muestran los cálculos para la combinación en servicio de CM+CV:

$$P1 = 238.67 + 21.03 = 259.70 \text{ tn}$$

$$P2 = 205.87 + 15.37 = 221.24 \text{ tn}$$

$$M1 = -1.78 - 0.40 = -2.18 \text{ tn.m}$$

$$M2 = -0.06 - 0.01 = -0.07 \text{ tn.m}$$

$$R2 = \frac{221.24 (6.30 + 0.85) - (-2.18 - 0.07)}{6.30} = 251.45 \text{ tn}$$

$$R1 = 259.70 + 221.24 - 251.45 = 229.49 \text{ tn}$$

Zapata interior		Zapata exterior	
$\sigma 1$ (tn/m ²)	$\sigma 2$ (tn/m ²)	$\sigma 1$ (tn/m ²)	$\sigma 2$ (tn/m ²)
48.17	43.63	19.82	17.90

La verificación de esfuerzos para las demás combinaciones en servicio sigue un procedimiento similar. La siguiente tabla muestra un resumen de los esfuerzos obtenidos:

Tabla 11.8.- Esfuerzos en zapata conectada para cada combinación en servicio

CARGAS	Zapata interior		Zapata exterior	
	$\sigma 1$ (tn/m ²)	$\sigma 2$ (tn/m ²)	$\sigma 1$ (tn/m ²)	$\sigma 2$ (tn/m ²)
CM+CV	48.17	43.63	19.82	17.90
CM+CV+SISMO X	44.72	32.51	30.40	0.16
CM+CV-SISMO X	51.62	54.75	9.23	35.64
CM+CV+SISMO Y	33.57	27.17	21.93	12.50
CM+CV-SISMO Y	62.76	60.10	17.70	23.30

Como se observa en la tabla, los esfuerzos obtenidos con las combinaciones CM+CV y CM+CV \pm SISMO son menores al 100 % y 130 % de la capacidad admisible del suelo, respectivamente. Por tanto, se puede decir que las dimensiones de las zapatas son adecuadas.

Verificación por Corte

Al igual que el ejemplo anterior, se obtiene el esfuerzo último al multiplicar los esfuerzos máximos por los factores 1.60 o 1.25, según correspondan. A continuación, se muestran dos tablas con dichos esfuerzos obtenidos para ambas zapatas:

Tabla 11.9.- Esfuerzos últimos para zapata interior

	σ máx (tn/m ²)	Factor	σ u (tn/m ²)
CM+CV	48.17	1.60	77.07
CM+CV+SISMO X	44.72	1.25	55.90
CM+CV-SISMO X	54.75	1.25	68.44
CM+CV+SISMO Y	33.57	1.25	41.96
CM+CV-SISMO Y	62.76	1.25	78.45

Tabla 11.10.- Esfuerzos últimos para zapata exterior

	σ máx (tn/m ²)	Factor	σ u (tn/m ²)
CM+CV	19.82	1.60	31.70
CM+CV+SISMO X	30.40	1.25	38.00
CM+CV-SISMO X	35.64	1.25	44.56
CM+CV+SISMO Y	21.93	1.25	27.41
CM+CV-SISMO Y	23.30	1.25	29.13

El esfuerzo último a considerar para la zapata interior es de 78.45 tn/m², mientras que para la zapata exterior es de 44.56 tn/m². A continuación, se muestran los cálculos para cada zapata:

Zapata interior

Para esta zapata se trabaja con un peralte de 0.60 m y se obtiene el siguiente cortante último:

$$V_u = 78.45 \times 1 \times (0.85 - 0.60) = 19.61 \text{ tn}$$

El valor obtenido del cortante es para un metro de longitud y será el mismo en ambas direcciones, ya que se cuenta con volados iguales. Luego, se calcula la resistencia del concreto a cortante para un metro de longitud y se verifica que $\phi V_c \geq V_u$. Los resultados se muestran a continuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 60 = 39.17 \text{ tn} > 19.61 \text{ tn}$$

Dado que $\phi V_c \geq V_u$, el peralte escogido es el adecuado para satisfacer los requerimientos por cortante.

Zapata exterior

Para esta zapata se trabaja con un peralte de 0.90 m y se obtiene el siguiente cortante último:

$$V_u = 44.56 \times 1 \times (2 - 0.90) = 49.02 \text{ tn}$$

El valor obtenido del cortante es para un metro de longitud y corresponde a la dirección crítica donde el volado es mayor. Luego, se calcula la resistencia del concreto a cortante para un metro de longitud y se verifica que $\phi V_c \geq V_u$. Los resultados se muestran a continuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 90 = 58.76 \text{ tn} > 49.02 \text{ tn}$$

Dado que $\phi V_c \geq V_u$, el peralte escogido es el adecuado para satisfacer los requerimientos por cortante.

Verificación por punzonamiento

Para verificar punzonamiento se trabaja con los mismos esfuerzos últimos utilizados para verificar cortante. A continuación, se muestran los cálculos para cada zapata:

Zapata interior

Se trabaja con el mismo peralte de 0.60 m y se obtiene el siguiente cortante último:

$$V_u = 78.45 \times (2.10 \times 2.50 - 1.40 \times 1) = 302.03 \text{ tn}$$

Luego, se calcula la resistencia del concreto a cortante y se verifica que $\phi V_c \geq V_u$. Los resultados se muestran a continuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 480 \times 60 = 376.03 \text{ tn} > 302.03 \text{ tn}$$

Dado que $\phi V_c \geq V_u$, el peralte escogido es el adecuado para satisfacer los requerimientos por punzonamiento.

Zapata exterior

Se trabaja con el mismo peralte de 0.90 m y se obtiene el siguiente cortante último:

$$V_u = 44.56 \times (2 \times 7 - 2.925) = 493.50 \text{ tn}$$

Luego, se calcula la resistencia del concreto a cortante y se verifica que $\phi V_c \geq V_u$. Los resultados se muestran a continuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 540 \times 90 = 634.56 \text{ tn} > 493.50 \text{ tn}$$

Dado que $\phi V_c \geq V_u$, el peralte escogido es el adecuado para satisfacer los requerimientos por punzonamiento.

Diseño por Flexión

El diseño por flexión de cada zapata se realizará considerándolas como zapatas aisladas, por lo que se utilizará la siguiente expresión para obtener el momento último:

$$Mu = \frac{\sigma u (\text{volado}^2)}{2}$$

La expresión anterior se utilizó para un metro de longitud. A continuación, se mostrarán dos tablas con el acero requerido y el colocado para cada una de las zapatas:

Tabla 11.11.- Acero requerido y colocado para zapata interior

Sección	Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado	Malla
Volado = 0.85 m	28.34	12.82	ϕ 5/8" @ .15	Inferior

Tabla 11.12.- Acero requerido y colocado para zapata exterior

Sección	Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado	Malla
Volado = 2.00 m	89.12	27.16	ϕ 3/4" @ .10	Inferior
Volado = 1.70 m	64.39	19.42	ϕ 3/4" @ .15	Inferior

Diseño de viga de cimentación

La viga de cimentación que conecta la zapata interior con la exterior se modeló apoyada en los centroides de los elementos verticales (C-06 y PL-10) y con cargas uniformemente distribuidas en las longitudes que corresponden a cada una de las zapatas. A continuación, se mostrará un esquema del modelo utilizado:

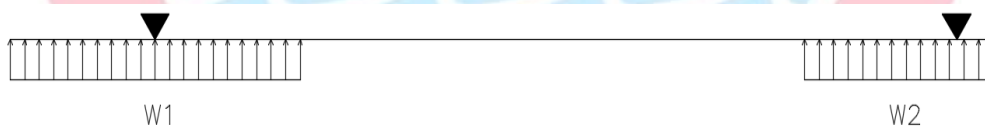


Figura 11.13.- Modelo estructural de viga de cimentación

Con las cargas distribuidas de 78.45 tn/m y 44.56 tn/m se obtuvo el siguiente diagrama de momento flector:

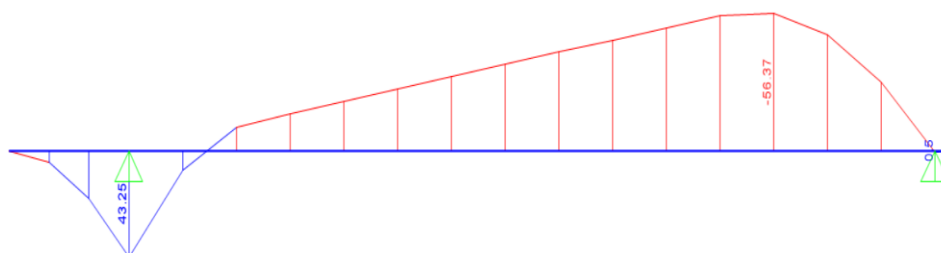


Figura 11.14.- Diagrama de momento flector para viga de cimentación

De acuerdo al diagrama anterior, el máximo momento positivo es de 43.25 tn.m y el máximo momento negativo es de 56.37 tn.m. A continuación, se muestra una tabla con el acero requerido y el colocado para una sección de 0.30 m x 1.00 m.

Tabla 11.13.- Acero requerido y colocado para viga de cimentación

Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado	Sección
43.25	12.86	3 ϕ 1"	Inferior
56.37	17.08	4 ϕ 1"	Superior

Adicionalmente, se colocaron 6 ϕ 3/8" distribuidas en tres capas, de 2 varillas cada una, en el alma de la sección.

Para finalizar el diseño de la zapata conectada, se muestra la distribución de acero en planta, así como la viga de cimentación:

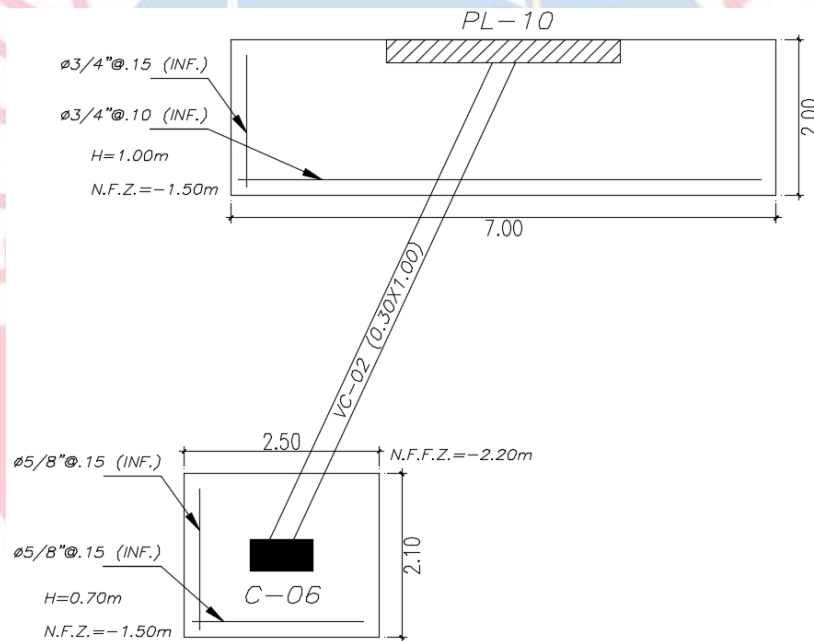


Figura 11.15.- Vista en planta del acero de la zapata conectada

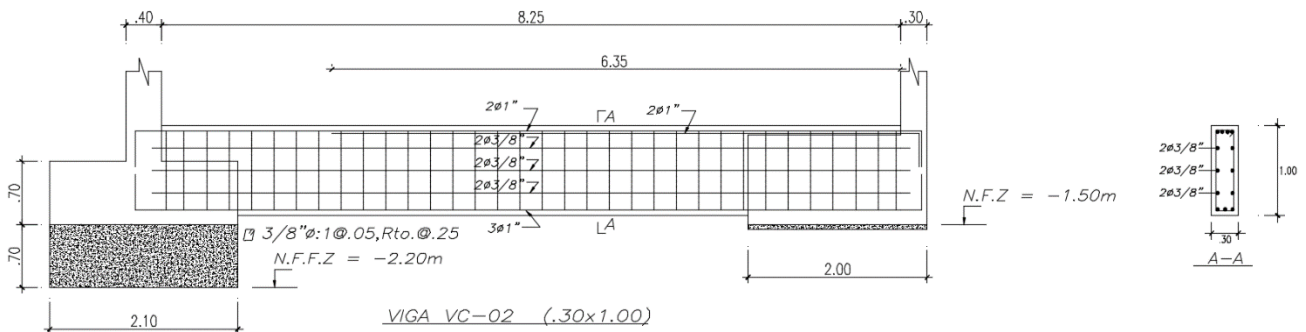


Figura 11.16.- Viga de cimentación VC-02 (.30 x 1.00)

CAPÍTULO 12: Diseño de Escaleras

Las escaleras son elementos de concreto armado que permiten el acceso de un nivel inferior a uno superior. Están conformadas por pasos, contrapasos y descansos. Por otro lado, constituyen la principal vía de evacuación ante un eventual sismo.

A continuación, se mostrará un ejemplo de diseño:

12.1. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se realizará el diseño del segundo tramo de la escalera típica. Para ello, se utilizarán únicamente las cargas de gravedad y se trabajarán con los diagramas de momento flector y fuerza cortante obtenidos en la sección 4.7 del Capítulo 4.

Diseño por Flexión

En base a los resultados del diagrama de momento flector de la escalera, se procede a realizar el diseño por flexión de esta. A continuación, se muestra una tabla con el acero requerido y el colocado:

Tabla 12.1.- Acero requerido y colocado en el segundo tramo de la escalera típica

Mu (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)	As colocado ϕ
2.95	6.89	7.74	1 ϕ 1/2" @ .20
3.17	7.44	7.74	1 ϕ 1/2" @ .20

Cabe resaltar que el acero requerido se determinó para un ancho de 1.20 m.

Además del acero colocado de manera longitudinal, es necesario colocar de forma transversal el acero por retracción y temperatura. Para este se considera una cuantía mínima de 0.0018, lo cual equivale a varillas de 3/8" espaciadas cada 25 cm en una sola capa.

Diseño por Cortante

La fuerza cortante en la escalera solo debe ser soportada por el concreto, por lo que se debe verificar que su capacidad no sea excedida por el cortante último en el elemento. Para ello, se determina la resistencia al corte del concreto de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 120 \times (15 - 3) = 9.40 \text{ tn}$$

El valor que se obtuvo para el cortante último es de 4.05 tn, por lo que el concreto resistirá íntegramente todo cortante.

Para finalizar el diseño del segundo tramo de la escalera típica, se muestra su elevación con el acero colocado:

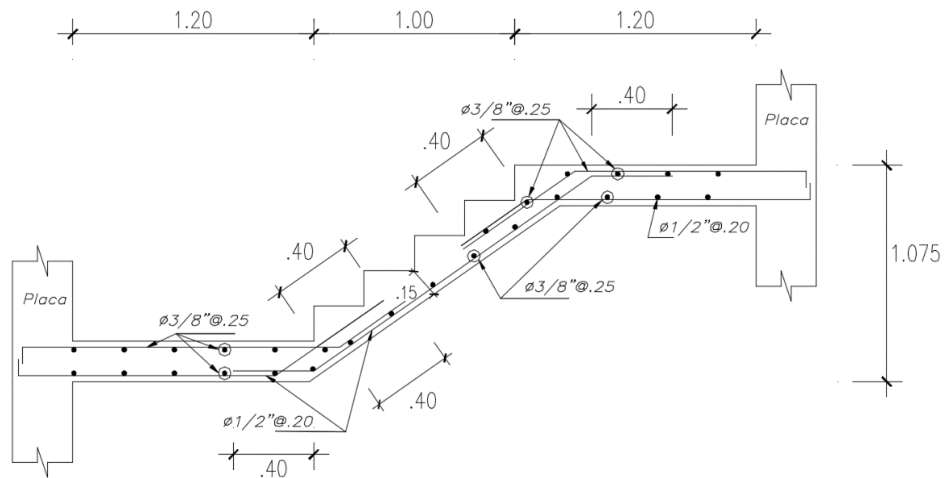


Figura 12.1.- Detalle del segundo tramo de la escalera típica



CAPÍTULO 13: Metrado de Encofrado, Concreto y Acero

Se realizó el metrado de concreto, encofrado y acero de cada uno de los elementos que conforman la estructura. Esto sirvió para determinar los ratios de acero con respecto al concreto utilizado (kg/m^3) y de acero con respecto al área construida. Esto se efectuó para cada uno de los elementos y de manera global. En las siguientes tablas se detalla lo descrito anteriormente:

ÁREA CONSTRUIDA: 4934 m^2

Tabla 13.1.- Resumen de metrado por elemento estructural

Item	Elementos	Concreto (m^3)	Encofrado (m^2)	Acero (kg)	kg/m^3	$\text{kg}/\text{área construida}$
1.00	CIMIENTO					
1.10	Cimentación	275.49	228.21	18615.34	67.57	3.77
2.00	ELEMENTOS VERTICALES					
2.10	Columnas	76.06	615.70	15410.81	202.62	3.12
2.20	Placas	408.41	2716.60	36138.1	88.5	7.32
3.00	ELEMENTOS HORIZONTALES					
3.10	Aligerado	268.98	2988.66	14433.33	53.66	2.93
3.20	Losa Maciza	216.12	864.47	9794.05	45.32	1.99
3.30	Vigas Chatas	47.76	206.05	4592.45	96.15	0.93
3.40	Vigas Peraltadas	224.5	1167.65	47090.71	209.73	9.54
4.00	OTROS ELEMENTOS					
4.10	Escaleras	18.06	131.78	1456.65	80.66	0.30
5.00	TOTAL	1535.41	8919.12	147342.86		

Tabla 13.2.- Ratios globales

Concreto (m^3/m^2)	0.31
Encofrado (m^2/m^2)	1.81
Acero (kg/m^3)	96.1
Acero (kg/m^2)	29.86

El ratio de acero con respecto al concreto (kg/m^3) es comparable cuando se realiza por elemento estructural. Por ejemplo, para vigas varía de 100 a 250 kg/m^3 y para columnas de 100 a 350 kg/m^3 . Por ello, se observa que los valores de los ratios de dichos elementos son razonables. Con relación al acero sobre el área construida (kg/m^2), este se compara a nivel global. Así, el

valor calculado se encuentra en el rango aceptable, ya que para este tipo de edificaciones varía entre 25 a 30 kg/m².

Por otro lado, los valores del ratio de concreto sobre área construida varían entre 0.30 a 0.40 kg/m², por lo que el valor obtenido es aceptable.



Comentarios y Conclusiones

Comentarios

- Debido a que aún no es posible predecir con exactitud cuándo, dónde y con qué intensidad ocurrirá un sismo, es preferible que la estructura adopte una configuración simple, ya que mejora su comportamiento y se podrá realizar un modelamiento sencillo.
- La obtención de las cargas en servicio de los elementos verticales, como son las columnas y placas, se realizó de forma manual y, posteriormente, se compararon con las cargas obtenidas con el programa ETABS. Los resultados obtenidos del programa fueron mayores, dado que este considera deformaciones axiales.
- Dado a que la deriva máxima permitida por la Norma E 0.30 para la tabiquería de arcilla sólida es de 5 %, se tuvo que aislarla de la estructura. El detalle se muestra en el plano E-01.
- El análisis sísmico realizado fue un proceso iterativo, en el cual se variaron las dimensiones y ubicación de los elementos estructurales para evitar irregularidades y cumplir con las exigencias de la Norma E 0.30.
- En el diseño por flexión de ciertas vigas, el acero requerido era mayor al acero máximo permitido, por lo que se pensó en primera instancia en realizar una redistribución de momentos. No obstante, al no cumplir con los requerimientos de dicha redistribución, se optó por aumentar las dimensiones de las secciones.
- En el diseño por flexocompresión de todas las columnas se delimitó la cuantía entre los valores de 1 % - 3 % para obtener secciones más económicas.
- Para el caso particular de las cimentaciones de las columnas C-06 y C-07 fue necesario utilizar falsas zapatas, de modo que no se dañe la cimentación de la placa PL-04, la cual está cimentada a una mayor profundidad. La altura de la falsa zapata se determinó en base a un modelo sencillo de la variación del esfuerzo con la profundidad. Dicho modelo considera una variación trapezoidal con pendientes 1:1 (V:H).

Conclusiones

- Debido a los efectos de torsión provocados por la irregularidad de la estructura, se necesitó colocar placas y vigas de mayor espesor en los lados que dan hacia la calle. Esto permitió dotar de mayor rigidez a la estructura en dichos ejes y así reducir los desplazamientos en los extremos del edificio. Con ello, se evitó que se presente irregularidad por torsión en planta de acuerdo a lo indicado en la Norma E 0.30.

- Los criterios de predimensionamiento resultan adecuados en la mayoría de los casos, tanto para losas, vigas y columnas. Sin embargo, fue necesario ajustar las dimensiones de los elementos estructurales en función a la arquitectura, para dotar de rigidez lateral a la estructura o controlar la torsión en planta.
- Adicionalmente al análisis estático y dinámico con tres grados de libertad por piso, se realizó un análisis traslacional. Los resultados del porcentaje de masa participante en la dirección Y son casi iguales en los casos de traslación pura y tres grados de libertad por piso. En cambio, para la dirección X se observa una mayor diferencia (de 74 a 65%), lo cual se debe a que existe una excentricidad mayor en la dirección Y.
- Luego de obtener los periodos de vibración de la estructura, se observó que el periodo en la dirección X es menor al de la dirección Y. Esto se debe a que la dirección horizontal es más rígida debido a la cantidad de placas presentes y a la orientación de las columnas que forman los pórticos resistentes.
- Respecto al diseño por flexocompresión de los elementos verticales, se observó que la cantidad de acero longitudinal necesario para que las columnas presenten un buen comportamiento está controlada por la carga axial, mientras que en el caso de muros de corte está controlado por los momentos flectores. Esto se debe a que estas últimas absorben una gran cantidad del cortante por sismo, el cual genera grandes momentos.
- Con respecto al diseño de vigas, se observa que aquellas que forman pórticos con muros de corte presentan mayores fuerzas sísmicas. Esto se debe a que las placas son los elementos que resisten la mayor parte de las solicitaciones sísmicas por cortante y transmiten dichas fuerzas a las vigas. Así, en los extremos de estas vigas se coloca más fierro superior e inferior para asegurar un adecuado comportamiento frente a la inversión de momentos. En cambio, en las vigas cuyas solicitaciones predominantes son las de gravedad, se observa que la mayor cantidad de refuerzo se coloca en el centro de la luz.
- Respecto a las cimentaciones, el uso de zapatas aisladas es adecuado cuando se presentan excentricidades pequeñas y cuando existe una separación adecuada con las zapatas más cercanas. Por otra parte, las vigas de cimentación, pertenecientes a las zapatas conectadas, ayudan a controlar de manera eficiente las excentricidades que se generan en las placas ubicadas en el límite de propiedad.
- Los resultados comparados del metrado con valores usuales se encuentran en un rango aceptable para el tipo de edificación que se ha tratado, lo cual indica que el diseño

realizado fue adecuado. Sin embargo, el ratio de acero con respecto al área construida (kg/m^2) es cercano al límite superior. Esto se debe a que la estructura presenta irregularidad (esquinas entrantes) y los valores de los factores de reducción de fuerzas sísmicas y de escala del análisis dinámico se ven afectados. Esto provoca que se consideren mayores fuerzas sísmicas en el diseño; y, por ende, se requiera de una mayor cantidad de refuerzo en los elementos estructurales que las soportan y dimensiones más grandes.



Referencias Bibliográficas

BLANCO BLASCO, A. (1995). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

Computers & Structures, I. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*. California.

EDIFICACIONES, R. N. (2006). *Norma E 0.20 Cargas*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

EDIFICACIONES, R. N. (2018). *Norma E 0.30 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

EDIFICACIONES, R. N. (2006). *Norma E 0.60 Concreto Armado*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

HARMSÉN GÓMEZ DE LA TORRE, T. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

MUÑOZ PELAEZ, A. (1999). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

OTTAZZI PASINO, G. (2016). *Apuntes del curso: Concreto Armado I* (Decimoquinta ed.). Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

SAN BARTOLOMÉ, Á. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.