

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**Diseño de un edificio de oficinas en Lince**  
**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE**  
**INGENIERÍA CIVIL**

**AUTOR:**

Luis Airton Monroy Díaz

**ASESOR:**

Gianfranco Ottazzi Pasino

Lima, Febrero, 2019

## Resumen

El presente trabajo de tesis consiste en el desarrollo del análisis y diseño estructural de los elementos de concreto armado que conforman un edificio de siete pisos destinado a oficinas ubicado en el distrito de Lince, Lima – Perú. El edificio se ubica sobre un terreno rectangular de 858 m<sup>2</sup> de área con suelo de capacidad portante de 4 kg/cm<sup>2</sup>.

La edificación cuenta con siete pisos de 588 m<sup>2</sup> de área techada piso y 4112 m<sup>2</sup> en total. El primer piso está destinado al hall de ingreso y los estacionamientos, y los pisos restantes son típicos con dos oficinas por piso haciendo un total de doce oficinas. La circulación vertical se dará por medio de dos ascensores y la escalera principal.

La estructura del edificio está conformada por placas y pórticos (columnas y vigas) de concreto armado distribuidos en ambas direcciones. El sistema de techado está compuesto por losas aligeradas en una dirección y losas macizas. La cimentación es del tipo superficial conformada por zapatas aisladas, zapatas conectadas, una zapata combinada y cimientos corridos.

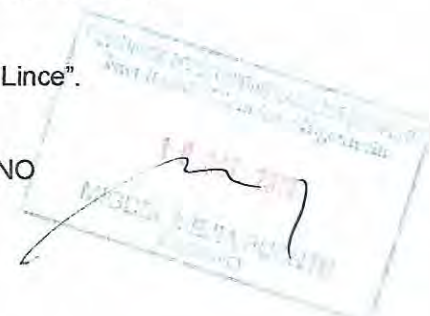
La primera parte de esta tesis abarca la estructuración y predimensionamiento de los principales elementos estructurales donde se buscó cumplir los criterios de simplicidad, simetría y poseer una adecuada rigidez en las dos direcciones principales.

En la segunda parte se realizó el análisis sísmico para comprobar que la estructura cumpla con lo establecido en la Norma Sismorresistente E.030. El análisis se realizó utilizando el programa ETABS con el cual se realizaron los análisis dinámicos considerando tres grados de libertad y en traslación pura, además del análisis estático para así realizar una comparación de los resultados.

La tercera parte consistió en realizar el diseño estructural de todos los elementos del proyecto. Para ello, se cumplió con todas las exigencias de la Norma de Concreto Armado E.060. Finalmente, se procedió a la elaboración a detalle de los planos estructurales.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño de un edificio de oficinas en Lince".  
Área : ESTRUCTURAS  
Asesor : ING. GIANFRANCO OTTAZZI PASINO  
Alumno : LUIS AIRTON MONROY DIAZ  
Código : 2013.4965.412  
Tema N° : 2559  
Fecha : Lima, 15 de Octubre del 2018



OBJETIVO:

Elaborar los planos arquitectónicos y estructurales completos de un edificio de oficinas de siete pisos ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Lince.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:

La distribución de los ambientes del piso típico se indica en el plano de arquitectura correspondiente. En este plano se indican las diversas modificaciones en la arquitectura que el alumno deberá considerar. El edificio se diseñará para un primer piso destinado a estacionamientos, seis pisos típicos de oficinas (altura de piso a piso de 3.4 m) y azotea. El análisis sísmico se realizará con la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE-030-2016. Se realizarán análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático de la Norma.

El terreno de cimentación es la grava típica de la ciudad de Lima con un esfuerzo admisible de 4 kg/cm<sup>2</sup> a 1.50 m de profundidad.

PLAN DE TRABAJO:

Primera Revisión

Planos de arquitectura modificados. Estructuración, predimensionamiento de elementos y metrado de cargas, diseño del techo del piso típico.

Segunda Revisión

Análisis de cargas verticales. Análisis sísmico. Comparación de los resultados de los diversos análisis dinámicos y estáticos realizados.

Tercera Revisión

Diseño de muros, vigas, cimentación y otros elementos.

NOTA:

Extensión máxima: 100 páginas



G. OTTAZZI  
15/10/2018

## Índice general

1.	Generalidades .....	1
1.1.	Objetivos .....	1
1.2.	Características principales de la edificación .....	1
1.3.	Descripción de la arquitectura del proyecto .....	1
1.4.	Normas a utilizar .....	5
1.5.	Aspectos generales del diseño de concreto armado .....	5
1.6.	Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño .....	6
1.7.	Cargas utilizadas .....	7
1.8.	Características de los elementos no estructurales del proyecto .....	8
2.	Estructuración .....	9
2.1.	Generalidades .....	9
2.2.	Techos .....	9
2.3.	Vigas peraltadas .....	9
2.4.	Vigas chatas .....	10
2.5.	Columnas .....	10
2.6.	Placas .....	10
2.7.	Escaleras .....	10
3.	Predimensionamiento .....	11
3.1.	Losas aligeradas .....	11
3.2.	Losas macizas .....	11
3.3.	Vigas peraltadas .....	11
3.4.	Vigas chatas .....	12
3.5.	Columnas .....	12
3.6.	Placas .....	13
4.	Análisis sísmico .....	15
4.1.	Parámetros sísmicos .....	15
4.2.	Peso sísmico .....	17
4.3.	Centro de masa y centro de rigidez .....	18
4.4.	Análisis de las irregularidades en planta y en altura .....	19
4.5.	Verificación de irregularidades de rigidez y torsional .....	21
4.6.	Modos de vibración de la estructura (Análisis dinámico) .....	23
4.7.	Control de derivas de entrepiso .....	24
4.8.	Cortante basal .....	25
4.9.	Amplificación de fuerzas sísmicas .....	27
4.10.	Junta sísmica .....	28

5.	Diseño de losas aligeradas y macizas.....	29
5.1.	Diseño de losas aligeradas .....	29
5.1.1.	Modelos y análisis estructural para cargas de gravedad .....	29
5.1.2.	Procedimiento de diseño .....	29
5.1.3.	Ejemplo de diseño .....	29
5.2.	Diseño de losas macizas.....	40
5.2.1	Análisis estructural.....	40
5.2.2.	Diseño de losa tipo I.....	42
5.2.3.	Diseño de losa tipo II .....	43
6.	Diseño de vigas .....	44
6.1.	Diseño de vigas chatas .....	44
6.1.2.	Análisis estructural.....	44
6.1.3.	Diseño por flexión.....	45
6.1.4.	Diseño por cortante .....	45
6.2	Diseño de vigas peraltadas .....	46
6.2.1.	Metrado de cargas de gravedad.....	47
6.2.2.	Análisis estructural.....	47
6.2.3.	Diseño por flexión.....	48
6.2.4.	Diseño por cortante .....	49
6.2.5.	Control de fisuraciones y deflexiones.....	51
7.	Diseño de columnas .....	55
7.1.	Metrado de cargas .....	55
7.2.	Fuerzas internas.....	55
7.3.	Diseño por flexo-compresión.....	57
7.4.	Diseño por cortante .....	59
8.	Diseño de placas.....	62
8.1.	Metrado de cargas de gravedad.....	62
8.2.	Fuerzas internas.....	62
8.3.	Diseño por flexo-compresión.....	64
8.3.1.	Verificación de requerimiento de núcleos de confinamiento.....	64
8.3.2.	Estimación de refuerzo vertical.....	65
8.3.3.	Diagrama de interacción de diseño .....	65
8.4.	Diseño por cortante .....	66
8.4.1.	Diseño del refuerzo por cortante .....	66
8.4.2.	Diseño por capacidad (art. 21 E.060).....	68
9.	Diseño de la cimentación .....	70
9.1.	Características del suelo de cimentación.....	70

9.2. Procedimiento de diseño de cimentaciones.....	70
9.3. Ejemplo de diseño de una zapata aislada .....	70
9.3.1. Dimensionamiento .....	71
9.3.2. Verificación de esfuerzos .....	71
9.3.4. Diseño por punzonamiento .....	72
9.3.5. Diseño por cortante .....	73
9.3.6. Diseño por flexión.....	73
9.4. Ejemplo de diseño de una zapata de placa .....	75
9.4.1. Dimensionamiento .....	75
9.4.2. Verificación de esfuerzos .....	75
9.4.4. Diseño por cortante .....	76
9.4.5. Diseño por flexión.....	76
9.5. Ejemplo de diseño de una zapata excéntrica.....	77
9.5.1. Dimensionamiento y verificación de esfuerzos en el suelo .....	77
9.5.2. Diseño por punzonamiento .....	79
9.5.3. Diseño por cortante .....	79
9.5.4. Diseño por flexión.....	79
10. Diseño de escaleras .....	83
10.1. Metrado de cargas .....	83
10.2. Análisis estructural.....	83
10.3. Diseño por flexión.....	84
11. Conclusiones .....	86
12. Comentarios y recomendaciones.....	87
13. Bibliografía .....	89

## Índice de figuras

Figura 1.1. Planta de arquitectura del primer piso .....	2
Figura 1.2. Planta de arquitectura del piso típico .....	3
Figura 1.3. Vista en elevación de la fachada del edificio.....	4
Figura 1.4. Corte transversal A-A ubicado en medio de la escalera principal.....	5
Figura 3.1. Estructuración inicial de la planta típica.....	14
Figura 4.1. Vista 3D de modelo de la estructura en ETABS 2016 .....	15
Figura 4.2. Espectro sísmico de pseudo - aceleraciones .....	17
Figura 5.1. Ubicación de los tipos de viguetas a diseñar .....	29
Figura 5.2. Modelo estructural de vigueta tipo I (ton/m).....	30
Figura 5.3. Envoltente de DMF de vigueta tipo I (ton-m) .....	30
Figura 5.4. Envoltente de DFC de vigueta tipo I (ton).....	30
Figura 5.5. Modelo estructural de vigueta tipo .....	31
Figura 5.6. DMF de vigueta tipo II (ton-m).....	31
Figura 5.7. DFC de vigueta tipo II (ton) .....	31
Figura 5.8. Modelo estructural de vigueta tipo III (ton/m) .....	31
Figura 5.9. DMF de vigueta tipo III (ton-m).....	31
Figura 5.10. DFC de vigueta tipo III (ton).....	31
Figura 5.11. Valores utilizados para el corte de refuerzo en losas.....	34
Figura 5.12. Disposición de acero colocado en el aligerado.....	39
Figura 5.13. Vista en planta de losa maciza I .....	40
Figura 5.14. Vista en planta de losa maciza tipo II.....	40
Figura 5.15. Modelo estructura losa maciza tipo I (ton/m).....	41
Figura 5.16. DMF de losa maciza tipo I (ton-m) .....	41
Figura 5.17. . DFC de losa maciza tipo I (ton).....	41
Figura 5.18. Modelo estructura losa tipo II (ton/m).....	41
Figura 5.19. DMF de losa tipo II (ton-m) .....	42
Figura 5.20. DFC de losa tipo I (ton).....	42
Figura 5.21. Diseño final de losa maciza I.....	43
Figura 5.22. Diseño final de losa maciza II .....	43
Figura 6.1. Modelo de viga chata VCH-1 (ton/m).....	44
Figura 6.2. DMF (Mu) de VCH-1 (ton-m).....	44
Figura 6.3. DFC (Vu) de VCH-1 (ton).....	44

Figura 6.4. Disposición final de refuerzo colocado en viga VCH-1 .....	46
Figura 6.5. Ubicación de la viga V-9 .....	46
Figura 6.6. Modelo estructural utilizado para el análisis de la viga V-9 (ton/m) .....	47
Figura 6.7. Envolvente de momentos flectores de viga V-9 (ton-m).....	48
Figura 6.8. Envolvente de fuerzas cortantes de viga V-9 (ton).....	48
Figura 6.9. Disposición final de acero en viga V-9 (parte 1).....	54
Figura 7.1. Ejes de momentos flectores de columna C-9.....	56
Figura 7.2. Diagrama de interacción M33 (primer piso) de columna C-4.....	58
Figura 7.3. Diagrama de interacción M22 (primer piso) de columna C-4.....	58
Figura 7.4. Refuerzo longitudinal y transversal de columna C-4 .....	61
Figura 8.1. Ejes de referencia para momentos flectores de placa 2 .....	62
Figura 8.2. Elementos de borde confinados en la placa.....	65
Figura 8.3. Diagrama de interacción M33 de placa 2 (primer piso) .....	66
Figura 8.4. Valor de $\alpha$ para cálculo de resistencia a cortante.....	66
Figura 8.5. Refuerzo final instalad en placa 2.....	69
Figura 9.1 Ejes de referencia utilizados para el cálculo de momentos .....	70
Figura 9.2. Sección crítica para el diseño por punzonamiento .....	72
Figura 9.3. Sección crítica para el diseño por corte .....	73
Figura 9.4. Sección crítica para el diseño por corte .....	74
Figura 9.5 Diseño final del acero en la zapata Z-5 .....	74
Figura 9.6. Diseño final de zapata Z-6.....	76
Figura 9.7. Esquema de referencia para diseño de zapata conectada.....	77
Figura 9.8. Modelo simplificado de análisis para zapatas conectadas.....	77
Figura 9.9. Diseño final de zapatas conectadas.....	80
Figura 9.10. DMF ( $M_u$ ) de viga de cimentación VC-1 (ton-m) .....	80
Figura 9.11. DFC ( $V_u$ ) de viga de cimentación VC-1 (ton) .....	80
Figura 9.12. Diseño final de viga de cimentación VC-1.....	82
Figura 10.1 Modelo estructural de escalera en programa SAP 2000 (ton/m).....	84
Figura 10.2. DMF de tramo típico de escalera (ton-m).....	84
Figura 10.3. DFC de tramo típico de escalera (ton).....	84
Figura 10.4. Diseño final de tramo típico de escalera.....	85



## Índice de tablas

Tabla 1.1. Factores de reducción de Resistencia.....	6
Tabla 3.1. Espesores de losas recomendadas (Blanco, 1997).....	11
Tabla 3.2. Predimensionamiento de placas.....	13
Tabla 4.1. Resumen de parámetros sísmicos.....	16
Tabla 4.2. Pesos sísmicos de la estructura por nivel.....	18
Tabla 4.3. Centro de masa y rigidez sin considerar excentricidad accidental.....	18
Tabla 4.4. Centro de masa y rigidez considerando excentricidad accidental del 5%.....	19
Tabla 4.5. Irregularidades en planta y en altura.....	20
Tabla 4.6. Verificación de irregularidad de rigidez para sismo X.....	21
Tabla 4.7. Verificación de irregularidad de rigidez para sismo Y.....	21
Tabla 4.8. Verificación de irregularidad torsional para sismo X.....	22
Tabla 4.9. Verificación de irregularidad torsional para sismo Y.....	22
Tabla 4.10. Periodos principales en la dirección X (3GDL).....	23
Tabla 4.11. Periodos principales en la dirección X (TPX).....	23
Tabla 4.12. Periodos principales en la dirección Y (3GDL).....	24
Tabla 4.13. Periodos principales en la dirección Y (TPY).....	24
Tabla 4.14. Derivas máximas para sismo en la dirección X-X.....	25
Tabla 4.15. Derivas máximas para sismo en la dirección Y-Y.....	25
Tabla 4.16. Fuerzas cortantes de entrepiso de análisis dinámico.....	26
Tabla 4.17. Distribución de fuerza sísmica X por entrepiso (Análisis estático).....	27
Tabla 4.18. Distribución de fuerza sísmica Y por entrepiso (Análisis estático).....	27
Tabla 4.19. Comparación de cortantes basales de los análisis dinámico y estático.....	28
Tabla 5.1. Metrado de cargas de losa (piso típico).....	30
Tabla 5.2. Aceros mín. y máx. para aligerados de 25 cm (Ottazzi, 2016).....	32
Tabla 5.3. Diseño por flexión de vigueta tipo I.....	33
Tabla 5.4. Diseño por flexión de vigueta tipo II.....	33
Tabla 5.5. Diseño por flexión de vigueta tipo III.....	33
Tabla 5.6. Diseño por cortante de vigueta tipo I.....	35
Tabla 5.7. Diseño por cortante de vigueta tipo II.....	35
Tabla 5.8. Diseño por cortante de vigueta tipo III.....	36
Tabla 5.9. Control de fisuración por flexión para 3er tramo de vigueta I.....	36
Tabla 5.10. Control de deflexiones por flexión (tercer tramo).....	37

Tabla 5.11. Metrado de cargas de losa maciza tipo I.....	40
Tabla 5.12. Metrado de cargas de losa maciza tipo II.....	41
Tabla 6.1. Metrado de cargas VCH-1 .....	44
Tabla 6.2. Metrado de cargas de gravedad de viga V-9.....	47
Tabla 6.3. Diseño por flexión de viga V-9.....	49
Tabla 6.4. Cálculo de $V_u$ aplicado el artículo 21 (E.060) de viga V-9.....	50
Tabla 6.5. Diseño por cortante de viga V-9 .....	51
Tabla 6.6. Control de fisuraciones en viga V-9 .....	52
Tabla 6.7. Control de deflexiones en viga V-9 .....	53
Tabla 6.8. Comparación con límites de deflexiones de la norma E.060.....	53
Tabla 7.1. Metrado de cargas de columna C-4.....	55
Tabla 7.2. Fuerzas internas por piso de columna C-4.....	56
Tabla 7.3. Cargas de diseño en la base de columna C-4.....	57
Tabla 7.4. Fuerzas cortantes últimas amplificando 2.5 veces los valores de sismo...59	
Tabla 7.5. Diseño por cortante en la dirección 2-2 de columna C-4.....	60
Tabla 7.6. Diseño por cortante en la dirección 3-3 de columna C-4.....	60
Tabla 8.1. Metrado de cargas de gravedad de placa 2 .....	62
Tabla 8.2. Fuerzas internas por piso de placa 2 .....	63
Tabla 8.3. Cargas de diseño en la base de placa 2 .....	64
Tabla 8.4. Propiedades geométricas de la sección transversal de placa 2.....	64
Tabla 8.5. Solicitaciones últimas utilizadas para el diseño por cortante.....	67
Tabla 9.1. Cargas aplicadas sobre zapata Z-5 .....	71
Tabla 9.2. Esfuerzos máximos y mínimos transmitidos al suelo de zapata Z-5 .....	72
Tabla 9.3. Combinaciones de diseño para diseño de zapata Z-5 .....	72
Tabla 9.4. Diseño por flexión de zapata Z-6.....	74
Tabla 9.5. Cargas aplicadas en zapata Z-6.....	75
Tabla 9.6. Presiones mínimas y máximas transmitidas al suelo de zapata Z-6 .....	75
Tabla 9.7. Combinaciones de diseño de zapata Z-6.....	76
Tabla 9.9. Diseño por cortante de zapata Z-6 .....	76
Tabla 9.10. Diseño por flexión de zapata Z-6.....	76
Tabla 9.11. Cargas en la base de columna de zapata exterior Z-1 .....	77
Tabla 9.12. Cargas en la base de columna de zapata exterior Z-2.....	77
Tabla 9.13. Dimensionamiento de zapata exterior e interior .....	78
Tabla 9.14. Verificación de presiones transmitidas al suelo ( $\text{ton}/\text{m}^2$ ).....	78

Tabla 9.15. Esfuerzos últimos de zapatas conectadas (ton/m <sup>2</sup> ) .....	78
Tabla 9.16. Diseño por punzonamiento de zapatas conectadas .....	79
Tabla 9.17. Diseño por cortante de zapatas conectadas .....	79
Tabla 9.18. Diseño por flexión de zapatas conectadas.....	79
Tabla 9.19. Diseño por cortante de viga de cimentación VC-1 .....	81
Tabla 9.20. Diseño por flexión de viga de cimentación VC-1.....	81
Tabla 10.1. Metrado de carga de escalera típica (ton/m).....	83
Tabla 10.2. Diseño por flexión de tramo típico de escalera.....	84



# **1. Generalidades**

## **1.1. Objetivos**

El objetivo de la presente tesis es desarrollar el análisis y el diseño estructural de los elementos que conforman un edificio de concreto armado de siete pisos destinado a oficinas ubicado en el distrito de Lince, provincia y departamento de Lima.

Objetivos específicos:

- Realizar el predimensionamiento y la estructuración del edificio.
- Realizar el metrado y un análisis bajo cargas de gravedad.
- Desarrollar un análisis bajo cargas sísmicas.
- Diseñar los elementos estructurales de toda la edificación.
- Elaborar los planos estructurales de todos los elementos.

## **1.2. Características principales de la edificación**

La edificación a diseñar es un edificio de concreto armado de siete pisos sin sótanos. El terreno del edificio es de forma rectangular cuyas dimensiones son 26 metros de frente y 33 metros de fondo con un área total de 858 m<sup>2</sup>. El uso de la edificación está destinado a oficinas y contará con dos oficinas de gran tamaño por piso teniendo las cuales podrán ser sub-divididas a gusto del usuario.

El primer piso del edificio cuenta con el ingreso peatonal que conduce al hall de ascensores y el ingreso vehicular que permite el acceso a la parte posterior del terreno donde se encuentra la mayor parte de estacionamientos. Los ambientes de los pisos restantes serán utilizados para el uso de oficinas. En la azotea se encontrará el cuarto de máquinas y no tendrá ningún uso en especial. En la sección 1.3 se explicará con mayor detalle la arquitectura del proyecto.

## **1.3. Descripción de la arquitectura del proyecto**

En el primer piso del edificio se encuentra la entrada principal, la zona de recepción, la escalera principal, el hall de ascensores, un cuarto de almacén y la zona de estacionamientos para 22 autos (ver Fig. 1.1). Los pisos restantes son típicos, cada piso tiene un área techada de 588 m<sup>2</sup> y cuenta con dos oficinas principales, esto hace un total de 12 oficinas y un área techada total de 4116 m<sup>2</sup>. Las oficinas son de área libre, es decir, sin tabiquerías de por medio para que el cliente realice la distribución a su conveniencia y cada una cuenta con dos baños los cuales tienen las dimensiones

requeridas para que las puedan utilizar personas con discapacidad (ver Fig. 1.2). En la azotea se ubica el cuarto de máquinas.

El primer nivel se encuentra a 0.30 m por encima del terreno natural, además se tiene una altura de entrepiso 3.2 metros la cual se mantiene en todos los niveles. La circulación vertical del edificio se realiza por medio de dos ascensores y la escalera principal ubicada en frente de dichos ascensores. La elevación de la fachada del edificio se muestra en la figura 1.3, además en la figura 1.4. se muestra un corte transversal realizado justo en el medio de la escalera en el cual se observa otra vista de la distribución del edificio.

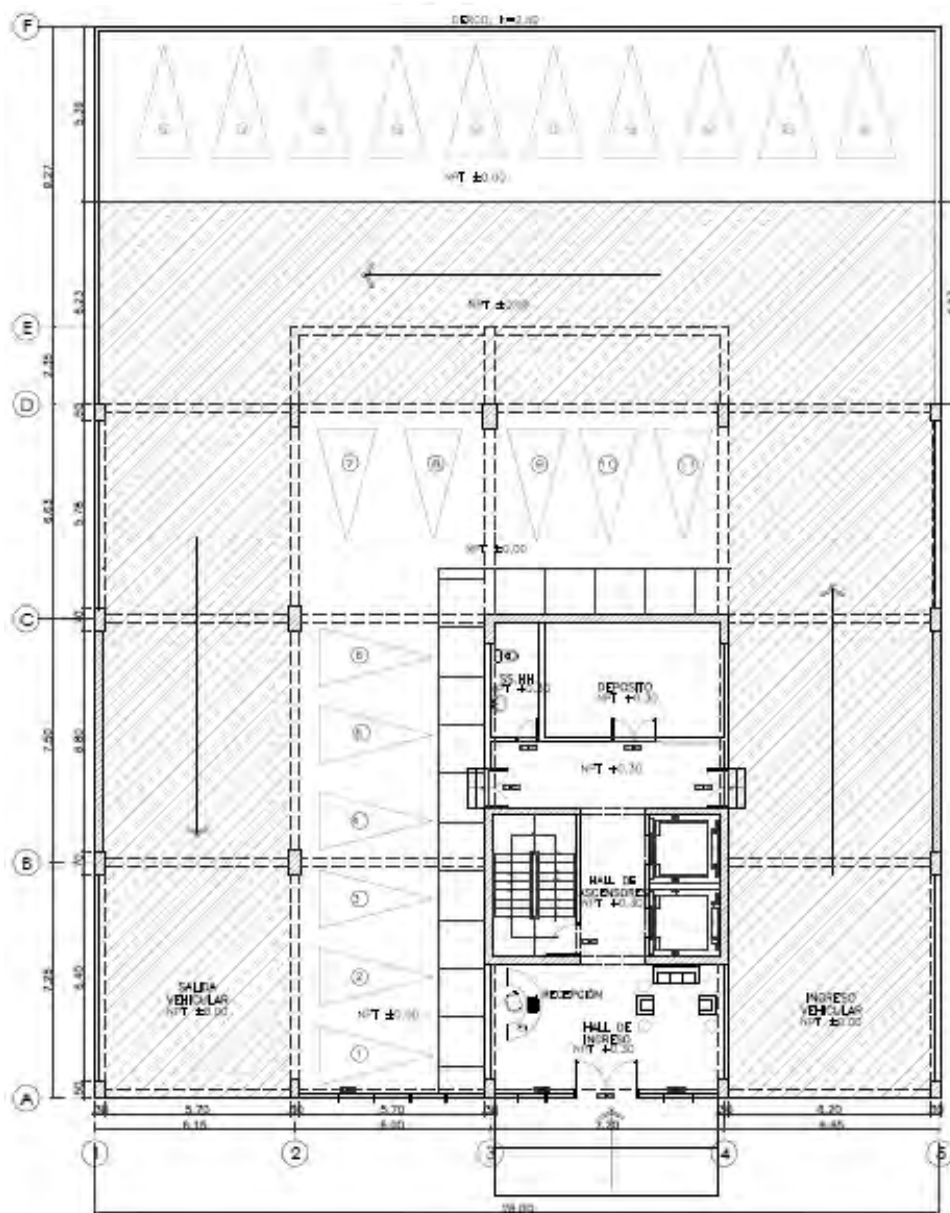


Figura 1.1. Planta de arquitectura del primer piso

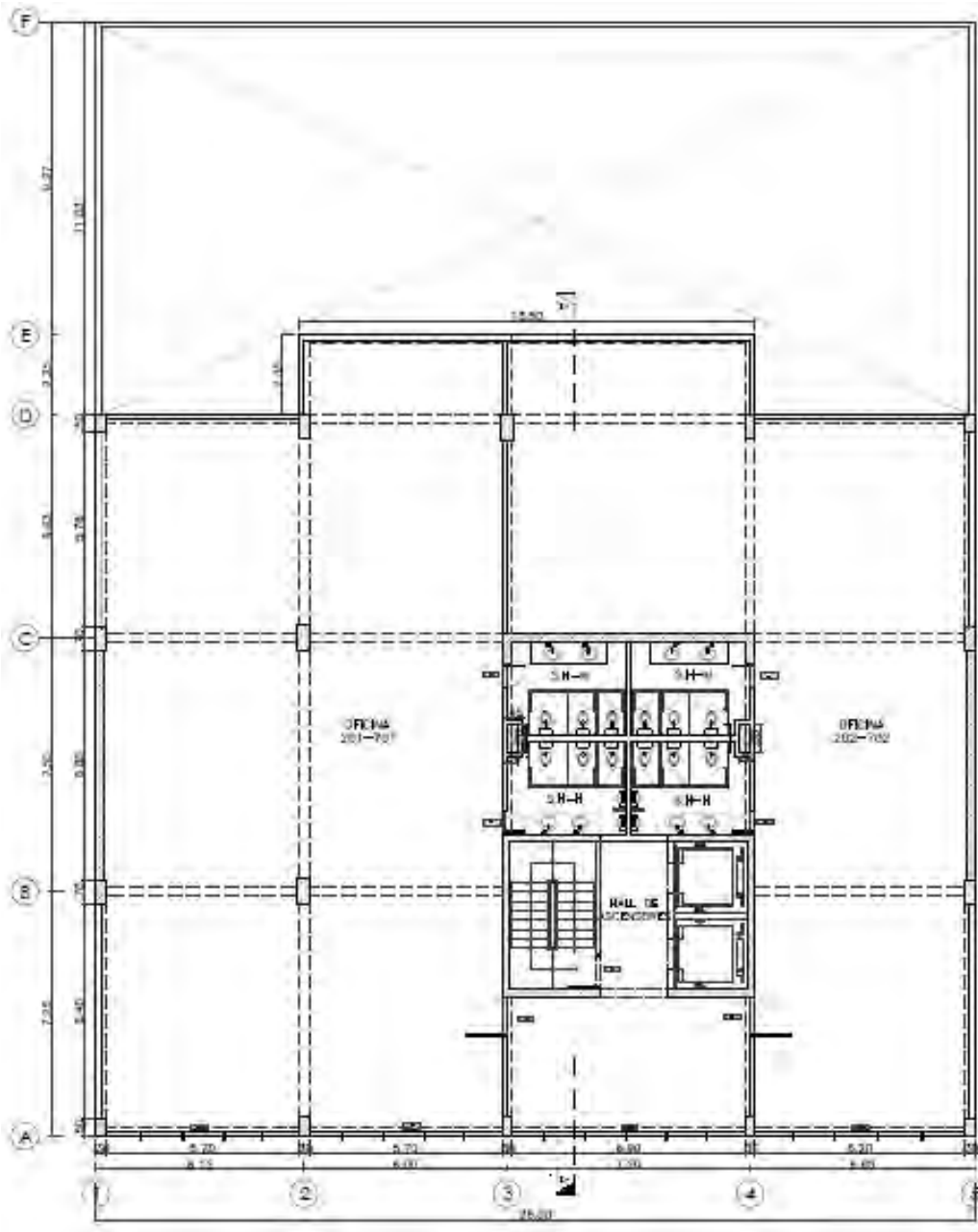
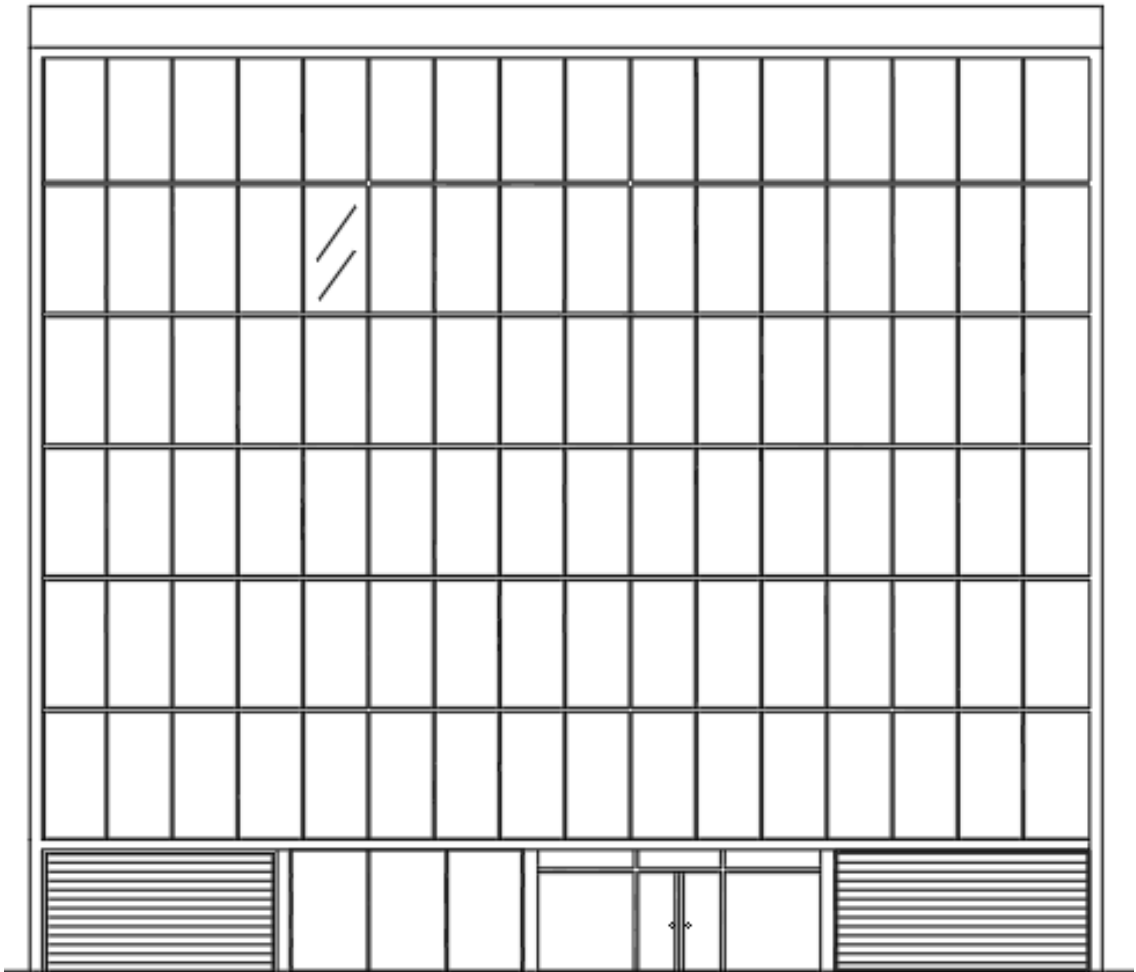


Figura 1.2. Planta de arquitectura del piso típico



**ELEVACIÓN FRONTAL**

*Figura 1.3. Vista en elevación de la fachada del edificio*

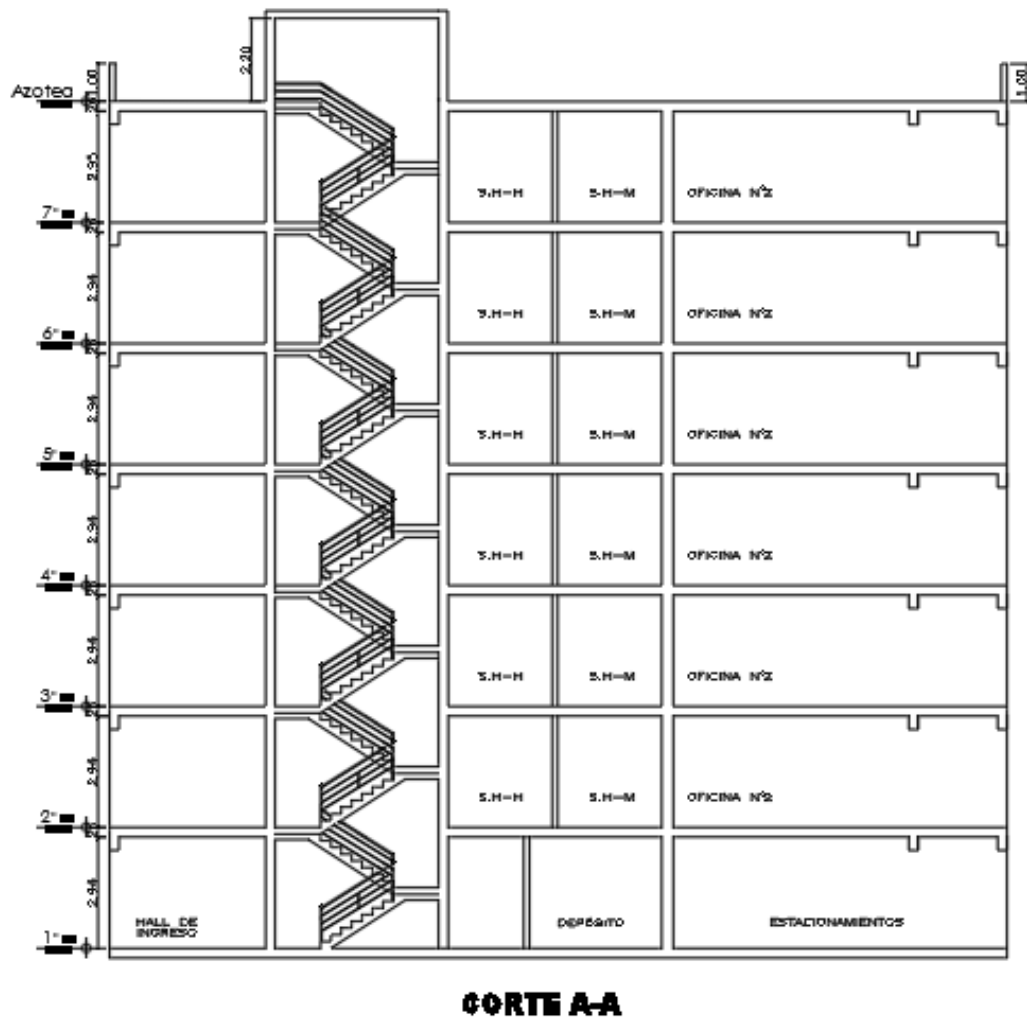


Figura 1.4. Corte transversal A-A ubicado en medio de la escalera principal

#### 1.4. Normas a utilizar

El análisis y diseño estructural se realizará de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Para este proyecto se utilizarán específicamente las siguientes normas del capítulo III.2 ESTRUCTURAS del RNE:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismo resistente
- Norma E.060 Diseño en Concreto Armado
- Norma E.070 Albañilería

#### 1.5. Aspectos generales del diseño de concreto armado

Según la norma E.060, el diseño de elementos de Concreto Armado se debe realizar utilizando el método llamado “Diseño por Resistencia”. Este método consiste



básicamente en dotar a las secciones una Resistencia de Diseño ( $\phi R_n$ ) mayor a su resistencia requerida ( $R_u$ ). El término resistencia es aplicable a cualquier sollicitación tal como carga axial, flexión, cortante, torsión, etc. Para calcular la Resistencia Requerida ( $R_u$ ) de una sección se debe llevar las cargas de servicio a una condición de rotura por lo que se utilizarán factores de amplificación de carga. Como en este proyecto las cargas de diseño predominantes son de carga muerta, carga viva y carga de sismo, se utilizará los siguientes factores de amplificación de acuerdo a lo especificado en la norma E.060:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm S$$

La Resistencia Nominal es aquella resistencia que es calculada mediante un modelo mecánico del comportamiento del elemento utilizando los valores nominales de las resistencias especificadas para el concreto y el acero, las dimensiones del elemento y el acero de refuerzo. Multiplicando el valor de Resistencia Nominal por un factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ) se obtiene la Resistencia de Diseño. Los factores de reducción de resistencia dependen del tipo de sollicitación en las secciones de los elementos, los cuales se muestran en la tabla 1.1.

*Tabla 1.1. Factores de reducción de Resistencia*

<b>Solicitación</b>	<b><math>\phi</math></b>
Flexión pura	0.9
Tracción y flexotracción	0.9
Compresión y flexocompresión	
- Estribos	0.75
- Espirales	0.7
Cortante y torsión	0.85

[Fuente: Norma E.060]

## **1.6. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño**

### **1.6.1. Suelo**

El suelo sobre el que se construirá este edificio es la grava típica de Lima la cual es conocida por sus buenas características y condiciones para la construcción de

edificaciones. Las características de este suelo de acuerdo a lo obtenido en el Estudio de Mecánica de Suelos son las siguientes:

- SUCS: Grava mal graduada (GP)
- Capacidad portante:  $4 \text{ kg/cm}^2$
- Profundidad de cimentación: 1.5 m
- Densidad del suelo:  $2000 \text{ kg/m}^3$
- Tipo de suelo: S1 (clasificación según Norma E.030)

### **1.6.2. Concreto**

Las propiedades mecánicas del concreto utilizadas para el análisis y diseño estructural serán las siguientes:

- Resistencia a compresión  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad  $E = 2.2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$
- Módulo de Poisson = 0.15

El modelo que se utiliza para describir el comportamiento del concreto en compresión será el bloque equivalente de compresiones el cual es una simplificación adoptada por el ACI.

### **1.6.3 Acero de refuerzo**

El acero de refuerzo será un Acero Grado 60 que cumple con los requisitos de calidad de la Norma ASTM A615 y tiene las siguientes propiedades:

- Módulo de Elasticidad =  $2 \times 10^7 \text{ ton/m}^2$
- Esfuerzo de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria de fluencia = 0.0021

Para el análisis y diseño se aceptará la hipótesis que el diagrama constitutivo del acero es elastoplástico - perfecto.

### **1.7. Cargas utilizadas**

Las cargas que predominan en análisis y diseño estructural son las cargas de gravedad (carga muerta y carga viva) y las cargas de sismo. Las cargas muertas son las que provienen del peso propio de los materiales y se mantienen constante en el tiempo como, por ejemplo, el peso propio de la losa, el piso terminado, tabiquería, etc. Las cargas vivas se refieren a las cargas que intervienen y no son constantes en el tiempo

como, por ejemplo, la sobrecarga proveniente por el tránsito de personas o la tabiquería móvil.

**Carga muerta:**

- Concreto Armado:  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Losa aligerada ( $h=25\text{cm}$ ):  $350 \text{ kg/m}^2$  (Norma E.020)
- Piso terminado:  $100 \text{ kg/m}^2$
- Albañilería (unidades de arcilla macizas):  $1800 \text{ kg/m}^3$  (Norma E.020)
- Muro cortina:  $50 \text{ kg/m}^2$

**Carga viva:**

- Sobrecarga de oficinas:  $250 \text{ kg/m}^2$  (Norma E.020)
- Tabiquería móvil:  $50 \text{ kg/m}^2$  (Norma E.020)
- Sobrecarga en corredores y escalera:  $400 \text{ kg/m}^2$  (Norma E.020)
- Sobrecarga en azotea:  $100 \text{ kg/m}^2$  (Norma E.020)

**1.8. Características de los elementos no estructurales del proyecto**

Los tabiques son elementos utilizados para separar y subdividir los ambientes interiores. En edificios de concreto armado, si bien no son elementos estructurales se tiene que tener en cuenta su peso para realizar el metrado de cargas y el posterior análisis y diseño estructural. En este proyecto se utilizará dos tipos de tabiquerías:

- Albañilería: Se utilizarán tabiquería de ladrillos de arcilla sólida en los bordes de la edificación y para separar las oficinas y los baños.
- Tabiquería liviana: Tabiquería móvil de baja altura para dividir los ambientes dentro de las oficinas. Su peso se considera como parte de la sobrecarga repartida por toda el área de las oficinas.

En este edificio se tratará de no utilizar una gran cantidad de tabiques que modifiquen la rigidez de entrepiso ya que una fuerte variación de rigidez podría ocasionar problemas de torsión o piso blando (Blanco, 1997).

## **2. Estructuración**

### **2.1. Generalidades**

La estructuración consiste en ubicar y dimensionar los principales elementos estructurales que aportarán rigidez y resistencia a la estructura. Un criterio importante a tener en cuenta es no afectar la forma y funcionalidad de la arquitectura planteada a menos que sea totalmente necesario.

Para realizar la estructuración se tuvo en cuenta los siguientes principios básicos (Blanco, 1997):

- Simplicidad y simetría
- Rigidez lateral en las dos direcciones
- Resistencia y ductilidad
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Diafragmas rígidos

A continuación, se explicará con más detalle las principales características de los elementos estructurales que se emplearán en este proyecto:

### **2.2. Techos**

Se utilizará predominantemente un sistema de losas aligeradas convencionales armadas en una dirección. Este tipo de losas tienen una buena aceptación en nuestro medio debido al ahorro en costo por la reducción en peso en comparación con una losa maciza.

Además de las losas aligeradas, se utilizará losas macizas en el hall de ascensores y la parte central de los ambientes de SS.HH. que contiene tabiques y ductos.

### **2.3. Vigas peraltadas**

Las vigas son elementos que reciben las cargas de las losas y las transmiten a los elementos verticales como columnas y placas. Para este proyecto se dispone de vigas peraltadas en las dos direcciones apoyadas sobre columnas y placas. Estas vigas están distribuidas en toda la planta de manera que se formen pórticos en las dos direcciones que ayuden a mejorar rigidez lateral y la resistencia de la estructura.

## **2.4. Vigas chatas**

Las vigas chatas se utilizan generalmente en losas que soportan tabiques paralelos a la dirección del aligerado o en los extremos de las aberturas de algún techo.

En este edificio se utilizan para soportar los tabiques que separa los ambientes de los SS.HH. Además, se utilizarán en bordes de las aberturas debido a la presencia de ductos.

## **2.5. Columnas**

Se dispondrá de columnas interiores en la intersección de las vigas en las dos direcciones y de columnas exteriores en el perímetro y en las esquinas del edificio. Debido a la presencia de placas en las dos direcciones las columnas tendrán solicitaciones predominantemente por cargas de gravedad. Las secciones de las columnas son rectangulares y se mantendrán constantes en toda la altura debido a que la altura total del edificio no amerita un cambio de sección.

## **2.6. Placas**

Debido a la ubicación del edificio, el uso de muros de corte o placas es indispensable para darle a la estructura una rigidez adecuada en las dos direcciones bajo solicitaciones sísmicas. De esta manera se pretende evitar deformaciones excesivas provenientes de la acción sísmica que se conviertan directamente en daño.

En este proyecto se utilizó placas en las cajas de la escalera y del ascensor, y en los extremos laterales (dirección Y) del edificio. Además, se utilizó una placa que sirve como pared de los baños para aumentar la rigidez en la dirección X. De esta manera se tiene una distribución similar de placas en las dos direcciones para evitar posibles efectos torsionales debido a las fuerzas provenientes del sismo.

## **2.7. Escaleras**

De acuerdo a la arquitectura planteada se proyecta una escalera cuyo tramo típico tendrá dos partes y un descanso. Se utilizará losas macizas para el inicio y fin de escaleras además de los descansos. Para el análisis se asumirá que la escalera no aporta rigidez lateral frente a las solicitaciones sísmicas.

### 3. Predimensionamiento

Una vez definidos los elementos estructurales que se emplearán en el proyecto y sus ubicaciones en planta se procede a determinar sus dimensiones tentativas en base a criterios y recomendaciones prácticas y buscando cumplir con lo establecido en el RNE. Estas dimensiones serán verificadas en análisis sísmico y serán modificadas según sea necesario.

Para ello, se seguirá las recomendaciones del libro “*Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*” del Ing. Antonio Blanco Blasco.

#### 3.1. Losas aligeradas

El criterio de predimensionamiento de losas aligeradas en una dirección plantea un espesor de losa dependiendo de las luces de los paños en la dirección del techado (ver Tabla 3.1). Este criterio es válido para losas con sobrecargas normales menores a 350 kg/m<sup>2</sup>.

Tabla 3.1. Espesores de losas recomendadas (Blanco, 1997)

Espesor (m)	Luces recomendadas (m)
17	$l_n < 4$
20	$4 < l_n < 5.5$
25	$5 < l_n < 6.5$
30	$6 < l_n < 7.5$

donde “ $l_n$ ” es la luz libre de los paños del aligerado

Los techos de este proyecto son típicos y tienen paños con luces libres de entre 5 y 7 metros, por tanto, se decidió que el espesor de todas las losas aligeradas sea de 25 cm para cumplir con el criterio de uniformidad de estructura.

#### 3.2. Losas macizas

Las losas macizas pueden ser pre dimensionadas con un espesor de 5 cm menor al espesor considerados en los aligerados (Blanco, 1997). Por lo tanto, como los aligerados son de 25 cm se optará por las losas macizas de 20 cm en el hall de ascensores y 25 cm en la zona de SS.HH. para emparejar el peralte de 25 cm de las vigas chatas.

#### 3.3. Vigas peraltadas

Las vigas peraltadas se dimensionan usualmente considerando un ancho entre 25 y 50 cm y un peralte (incluye el espesor de la losa) del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre.

Las recomendaciones del libro “*Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*” del Ing. Antonio Blanco Blasco indica que para luces menores a 6.5 m se suele utilizar dimensiones de 25x60, 30x60 y 40x60 cm. Como la mayoría de luces son menores a 6.5 m se emplearán predominantemente vigas de 25x60 y de 30x60 cm para las vigas que soportan a los aligerados.

### 3.4. Vigas chatas

Las vigas chatas de este proyecto se emplearán para soportar los tabiques interiores las cuales tendrán un peralte igual al espesor de la losa. En este caso, se utilizarán vigas chatas de 50x25 cm para las vigas que soportan tabiques y de 30x25 cm para las vigas chatas que se colocan por las aberturas en la losa debido a los ductos.

### 3.5. Columnas

La edificación cuenta con placas en las dos direcciones lo cual conlleva a que, bajo acciones sísmicas, las cargas axiales en las columnas sean más importantes que los momentos flectores. Cuando se cumple esta condición se puede dimensionar la columna haciendo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden de  $0.45 f'c$  (Blanco, 1997).

$$A_{req} = \frac{P_{serv}}{0.45 f'c}$$

donde

“P(servicio)”: Carga axial sobre la columna bajo condiciones de servicio (kg)

“f’c”: Resistencia nominal a compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

A manera de ejemplo se mostrará el predimensionamiento de la columna C4 que se ubica entre los ejes 2 y B la cual se estima un área tributaria de 34.8 m<sup>2</sup>. Para estimar el peso que reciba la columna en su base se asume de manera aproximada un peso de 1 ton/m<sup>2</sup> en todos los pisos. La carga total en condiciones de servicio para la columna del primer piso sería la siguiente:

$$P_{serv} = 7 \times 1 \times 34.8 = 243.6 \text{ ton}$$

Por tanto, aplicando mencionada anteriormente y considerando valor de  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> se calcula el área que requiere la columna en el primer piso:

$$A_{req} = \frac{243.6 \times 1000}{0.45 \times 210} = 2578 \text{ cm}^2$$

En base a este cálculo se optó por colocar una columna de sección rectangular de 37x75 cm (A= 2625 cm<sup>2</sup>).

### 3.6. Placas

Según la norma E.060 el espesor mínimo de las placas es de 15 cm, exceptuando a los muros de ductilidad limitada que pueden tener espesores de 10 cm. Para esta estructura en particular se propuso placas de 25 y 30 cm de espesor y se colocaron en una ubicación conveniente de manera de que el centro de rigidez no esté relativamente cerca del centro de masas. Además, se colocó placas en las cajas de la escalera y del ascensor aprovechando que son elementos verticales que se repiten en toda la altura.

Para estimar un área de placas tentativa se calculó la cortante basal con los parámetros de la norma E.030 asumiendo un peso de 1 ton/m<sup>2</sup> por nivel y se comparó con la resistencia al corte que aporta el área de concreto de las placas en cada dirección. Dado que esta resistencia subestima el aporte del refuerzo de las placas y el aporte de las columnas se optó por utilizar un valor de esfuerzo de corte admisible de 15 kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla 3.2. Predimensionamiento de placas

Parámetros	Descripción	Eje X-X	Eje Y-Y
Z	Zona 4	0.45	0.45
U	Tipo C	1	1
C	2.5 (Tp/T)	2.5	2.5
S	Tipo S1	1	1
R	Estructura regular	6	6
P (ton)	1 ton/m <sup>2</sup> x AT	4116	4116
V <sub>basal</sub> (ton)	(ZUCS/R)xP	771.75	771.75
Esfuerzo admisible (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi \times 0.53 \times (f'c)^{0.5}$	6.53	6.53
Esf. Adm. utilizado (kg/cm <sup>2</sup> )	-	15.00	15.00
Área de corte mín. (cm <sup>2</sup> )	V <sub>basal</sub> /Esf. Adm	51450	51450
Área de corte existente (cm <sup>2</sup> )	-	50000	66600

De la tabla 3.2 se observa que el área de corte existente en la dirección X-X es muy cercana al área de corte mínima estimada. En el eje Y se optó por colocar más área de placas para disminuir los posibles efectos torsionales debido a la excentricidad del centro de rigidez con respecto al centro de masas. Cabe resaltar que estas fórmulas no



son exactas, sin embargo, nos permite calcular un área tentativa de placas para luego ajustar en base a los resultados en el análisis sísmico.

En la figura 3.1 se muestra la estructuración obtenida en base a los puntos explicados anteriormente. Con esta estructuración se procederá a realizar el análisis sísmico para verificar si las dimensiones de los elementos estructurales son adecuadas de acuerdo a lo requerido en la norma.

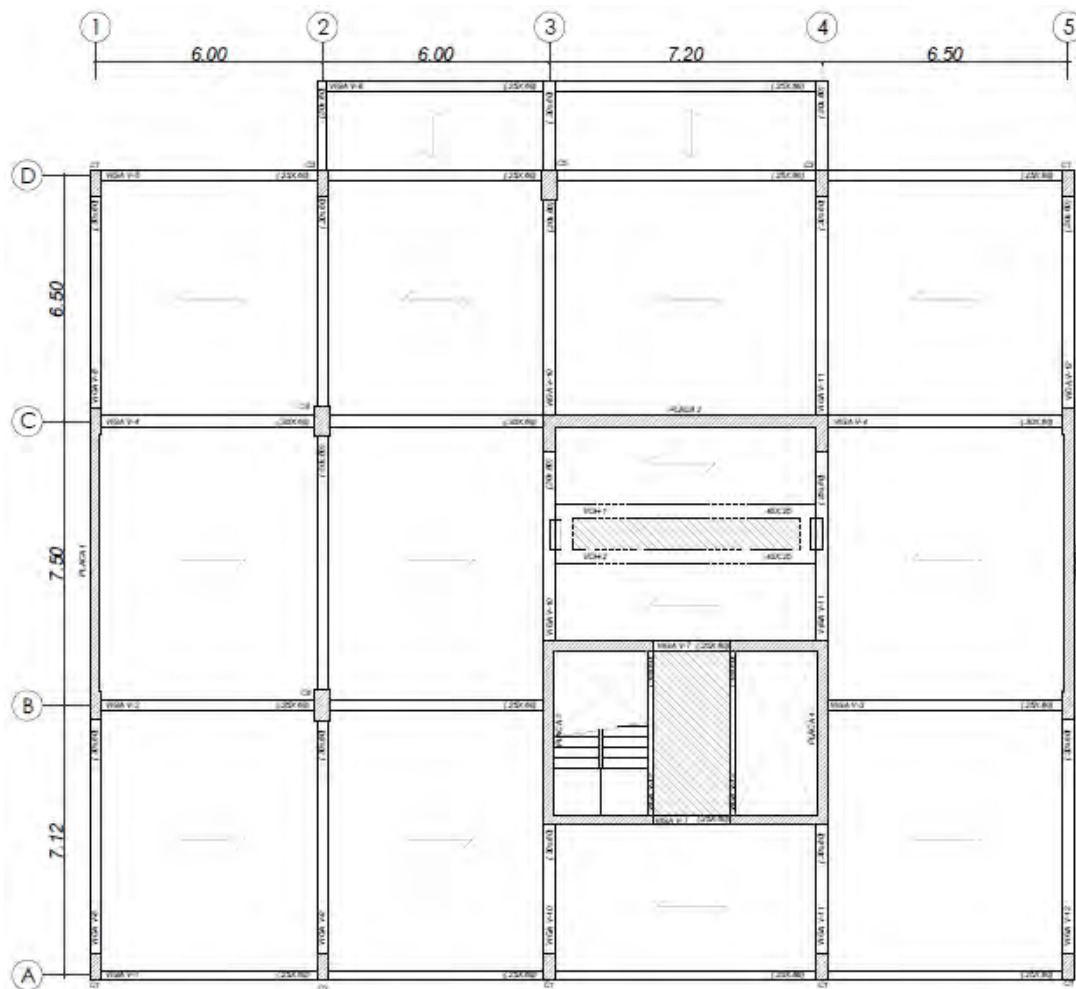


Figura 3.1. Estructuración inicial de la planta típica

## 4. Análisis sísmico

Una vez realizada la estructuración se procede a realizar el análisis sísmico de acuerdo a la Norma Sismorresistente E.030 (2017). Estos requerimientos buscan que la estructura cumpla con ciertos requisitos de resistencia, rigidez y ductilidad de manera que el edificio tenga un adecuado nivel de desempeño frente a sismos raros.

El análisis sísmico se realizó utilizando el programa ETABS 2016 v16.2. Se ejecutaron un análisis estático y dos análisis dinámicos: uno en traslación pura en la dirección X e Y y otro considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos fueron comparados entre sí y con lo obtenido del análisis estático.

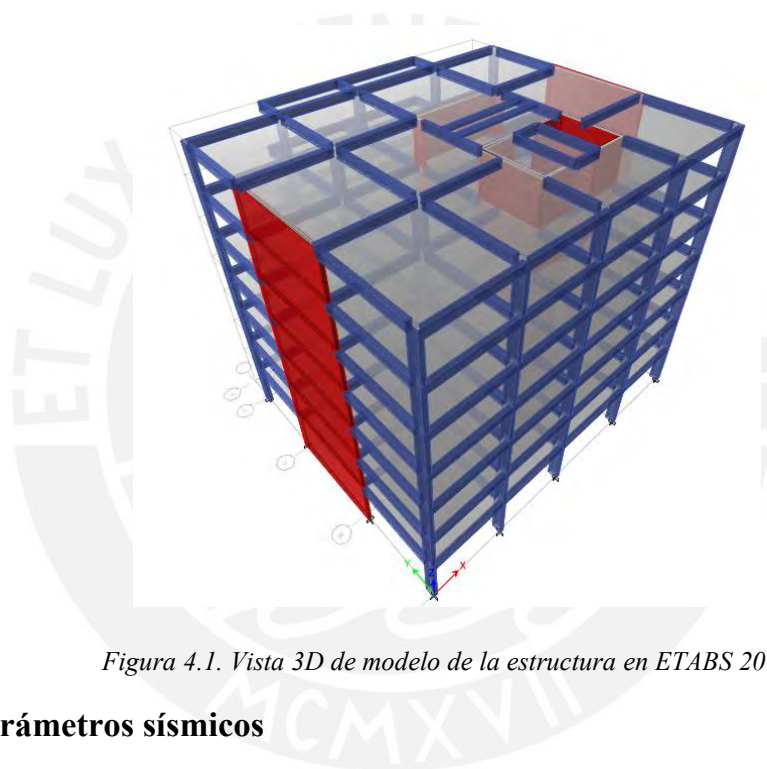


Figura 4.1. Vista 3D de modelo de la estructura en ETABS 2016

### 4.1. Parámetros sísmicos

#### 4.1.1. Factor de zona (“Z”)

La ubicación del proyecto es en el distrito de Lince del departamento de Lima el cual se ubica en la Zona 4, por tanto, le corresponde un factor de zona  $Z = 0.45g$ .

#### 4.1.2. Factor de suelo (“S”)

El edificio se encuentra sobre un suelo compuesto de grava por lo que se considera un suelo rígido que según la norma E.030 corresponde a un perfil tipo  $S_1$ , por tanto, se tiene que  $S = 1.00$ ,  $T_P = 0.4$  seg y  $T_L = 2.5$  seg.

#### 4.1.3. Factor de amplificación sísmica (“C”)

El factor C depende del periodo de la estructura en cada dirección principal “T” y de los periodos del suelo “T<sub>P</sub>” y “T<sub>L</sub>” tal como se indica a continuación:

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

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

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

#### 4.1.4. Factor de uso (“U”)

El uso de la edificación será de oficinas por lo que se considera una “Edificación Común” (categoría C) a la cual le corresponde un factor de uso U = 1.00.

#### 4.1.5. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (“R”)

De acuerdo a la estructuración planteada se asume que las placas tomarán al menos el 70% de la cortante basal en ambas direcciones (se verificará luego del análisis), por tanto, el sistema estructural corresponde a “Muros Estructurales”. Para este sistema, de acuerdo con la norma E.030, le corresponde un coeficiente básico de reducción R<sub>0</sub> = 6 el cual debe ser multiplicado por el factor de irregularidad en altura “I<sub>a</sub>” y en planta “I<sub>p</sub>” para obtener el valor final del coeficiente de reducción R. Para un primer análisis se asume que el edificio es regular en las dos direcciones, por tanto, se tiene que R<sub>xx</sub> = R<sub>yy</sub> = 6

En la tabla 4.1 se muestra un resumen de los parámetros sísmicos para cada dirección de análisis:

Tabla 4.1. Resumen de parámetros sísmicos

Parámetro	X-X	Y-Y
<b>Z</b>	0.45	0.45
<b>U</b>	1.00	1.00
<b>S</b>	1.00	1.00
<b>R</b>	6.00	6.00
<b>Factor (ZUg/R)</b>	0.736	0.736

Con los parámetros sísmicos de la tabla 4.1 se elaboró el espectro de pseudo-aceleraciones (figura 4.2) que relaciona la aceleración máxima con el periodo de la estructura.

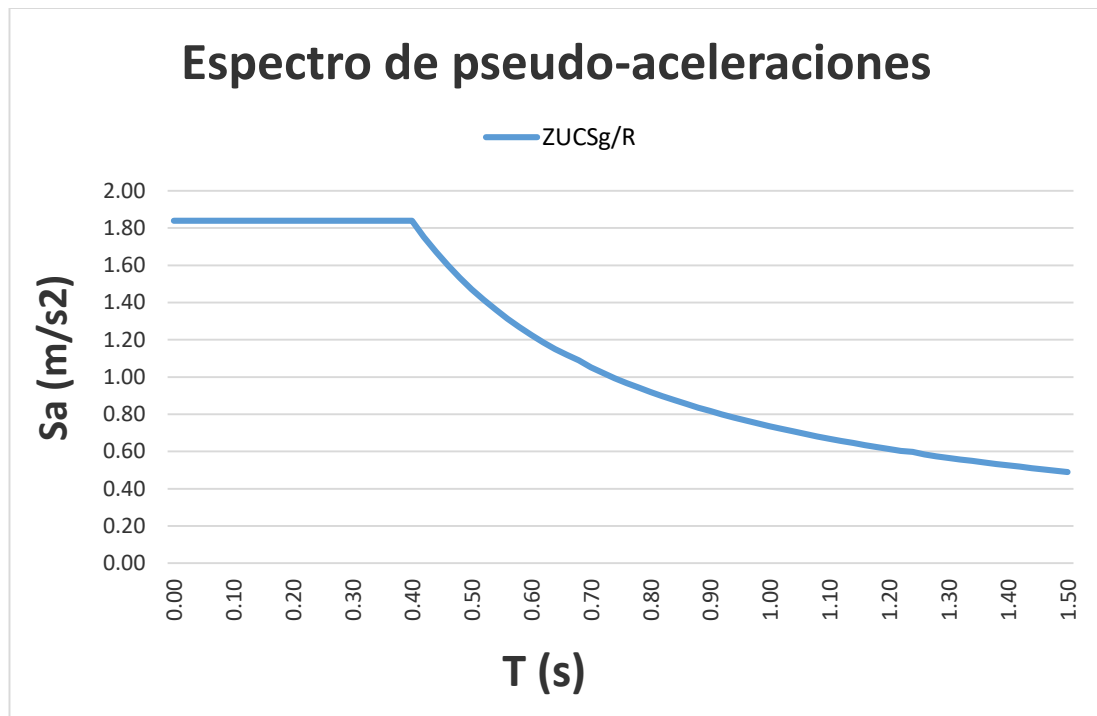


Figura 4.2. Espectro sísmico de pseudo - aceleraciones

Este espectro fue exportado al programa ETABS 2016 para realizar el análisis dinámico de acuerdo a la norma E.030.

#### 4.2. Peso sísmico

Según la norma E.030 para edificaciones comunes “C” el peso sísmico corresponde al 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva. Para calcular el peso sísmico se realizó un metrado de masas por entrepisos, donde cada entrepiso comprende las losas y vigas de cada nivel y, la mitad de la altura de los elementos verticales (columnas, placas, tabiques y escaleras) de los pisos adyacentes.

Tabla 4.2. Pesos sísmicos de la estructura por nivel

Nivel	Peso (ton)	Área techada (m <sup>2</sup> )	Peso (ton/ m <sup>2</sup> )
7	433	587.45	0.74
6	570	587.45	0.97
5	570	587.45	0.97
4	570	587.45	0.97
3	570	587.45	0.97
2	570	587.45	0.97
1	596	587.45	1.01
<b>Total</b>	<b>3877</b>	<b>4112.5</b>	<b>0.94</b>

### 4.3. Centro de masa y centro de rigidez

En la tabla 4.3 se observa las coordenadas del centro de masas y centro de rigidez de cada nivel sin considerar la excentricidad accidental del 5%. Se observa que existe una excentricidad promedio de 0.89 metros en la dirección X y de 0.13 metros en la dirección Y. Esto concuerda con lo esperado pues la distribución de las placas no es simétrica provocando que el centro de rigidez difiera del centro de masas.

Tabla 4.3. Centro de masa y rigidez sin considerar excentricidad accidental

Nivel	Centro de masa		Centro de rigidez		Excentricidad	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
1	12.90	11.20	13.82	11.28	-0.93	-0.08
2	12.91	11.20	13.81	11.63	-0.90	-0.43
3	12.91	11.20	13.79	11.60	-0.88	-0.40
4	12.91	11.20	13.77	11.46	-0.86	-0.26
5	12.91	11.20	13.75	11.30	-0.84	-0.10
6	12.91	11.20	13.74	11.16	-0.83	0.04
7	12.71	11.37	13.73	11.06	-1.02	0.31
			<b>Promedio</b>		<b>-0.89</b>	<b>-0.13</b>

En la tabla 4.4 se muestra los CM y CR de cada piso aplicando una excentricidad accidental del 5% en cada dirección en el sentido más desfavorable de acuerdo a lo indicado en la norma E.030. Se observa que las excentricidades aumentan notablemente en ambas direcciones.

Tabla 4.4. Centro de masa y rigidez considerando excentricidad accidental del 5%

Nivel	Centro de masa		Centro de rigidez		Excentricidad	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
1	11.61	10.03	13.82	11.28	-2.21	-1.26
2	11.63	10.03	13.81	11.63	-2.18	-1.60
3	11.63	10.03	13.79	11.60	-2.17	-1.57
4	11.63	10.03	13.77	11.46	-2.15	-1.43
5	11.63	10.03	13.75	11.30	-2.13	-1.27
6	11.63	10.03	13.74	11.16	-2.11	-1.13
7	11.42	10.20	13.73	11.06	-2.30	-0.86
				<b>Promedio</b>	<b>-2.18</b>	<b>-1.30</b>

#### 4.4. Análisis de las irregularidades en planta y en altura

Para el análisis de irregularidad se realizó unos cálculos previos análisis para verificar si existe alguna irregularidad.

##### 4.4.1 Irregularidades en altura

###### ➤ Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Debido a que se requiere conocer las rigideces de entrepiso, esta irregularidad será verificada posterior al análisis sísmico.

###### ➤ Irregularidades de Resistencia – Piso Débil

La resistencia en cada nivel es igual debido a que los elementos resistentes son continuos del primer al último piso, por tanto, no se presenta irregularidad de Resistencia.

###### ➤ Irregularidad de masa o peso

De la tabla 4.2 se observa que ningún piso tiene un peso 1.5 veces mayor al piso adyacente, por lo tanto, no se presenta irregularidad de masa o peso.

###### ➤ Irregularidad Geométrica Vertical

Las dimensiones en planta resistentes a cargas laterales en ambas direcciones son iguales en todos los niveles, por tanto, no se presenta irregularidad geométrica vertical.

➤ **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

No se presenta desalineamientos verticales de ningún elemento resistente de la estructura porque todos son continuos en toda la altura, por tanto, no se presenta irregularidad por discontinuidad en los Sistemas Resistentes.

**4.4.2. Irregularidades en planta**

➤ **Irregularidad Torsional**

Debido a que necesario conocer los desplazamientos relativos de entrepiso esta irregularidad se verificará posteriormente al análisis.

➤ **Esquinas entrantes**

De la figura 3.1 se observa que el edificio no presenta esquinas entrantes.

➤ **Discontinuidad del Diafragma**

Los diafragmas no presentan variaciones abruptas ni aberturas mayores al 50% del área bruta ya que se repiten en todos los niveles, por tanto, no se presenta irregularidad por discontinuidad del diafragma.

➤ **Sistemas no Paralelos**

Todos los elementos resistentes son paralelos a las direcciones de análisis (X e Y), por tanto, no se presenta irregularidad por sistemas no paralelos.

En la tabla 4.5 se muestra un resumen de las irregularidades en altura y en planta que presenta la estructura.

*Tabla 4.5. Irregularidades en planta y en altura*

<b>Irregularidad</b>	<b>Tipo</b>	<b>Comentario</b>
<b>Altura</b>	Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	Se verificará luego del análisis.
	Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	No presenta irregularidad.
	Irregularidad de masa o peso	No presenta irregularidad.
	Irregularidad Geométrica Vertical	No presenta irregularidad.
	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	No presenta irregularidad.
<b>Planta</b>	Irregularidad Torsional	Se verificará luego del análisis.
	Esquinas entrantes	No presenta irregularidad.
	Discontinuidad del Diafragma	No presenta irregularidad.
	Sistemas no Paralelos	No presenta irregularidad.

## 4.5. Verificación de irregularidades de rigidez y torsional

### 4.5.1. Verificación de irregularidad de rigidez

En la tabla 4.6 y 4.7 se muestran el cálculo para verificar la irregularidad de rigidez en cada una de las direcciones. Las rigideces de cada piso se obtuvieron del análisis sísmico realizado en ETABS 2016. De acuerdo a la norma E.030, si la rigidez lateral de un entrepiso es menor al 70% de la rigidez lateral del entrepiso superior o menor 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes existe irregularidad de piso blando.

#### Rigideces laterales obtenidas debido a Sismo X-X

Tabla 4.6. Verificación de irregularidad de rigidez para sismo X

Nivel	Fuerza entrepiso (ton)	Desplazamiento relativo de entrepiso (mm)	Rigidez lateral (ton/mm)
7	103	2.06	50
6	97	2.22	44
5	71	2.29	31
4	55	2.26	24
3	44	2.07	21
2	32	1.68	19
1	19	1.17	16

De la tabla 4.6 se observa que las rigideces de entrepiso varían dentro del rango permisible, por tanto, la estructura no presenta irregularidad de piso blando para la dirección de análisis X-X.

#### Rigideces laterales obtenidas debido a Sismo Y-Y

Tabla 4.7. Verificación de irregularidad de rigidez para sismo Y

Nivel	Fuerza entrepiso (ton)	Desplazamiento relativo de entrepiso (mm)	Rigidez lateral (ton/mm)
7	101	1.76	58
6	99	1.86	54
5	74	1.87	39
4	57	1.80	31
3	42	1.61	27
2	30	1.28	23
1	17	0.88	19

De la tabla 4.7 se observa que las rigideces de entrepiso varían dentro del rango permisible de la norma, por tanto, la estructura no presenta irregularidad de piso



blando para la dirección de análisis Y-Y. Del análisis realizado se concluye que la estructura no presenta irregularidades en altura.

#### 4.5.2. Verificación de irregularidad torsional

En las tablas 4.8 y 4.9 se muestran el cálculo para verificar la irregularidad torsional en cada una de las direcciones. De acuerdo a la norma E.030 (2017), si el máximo desplazamiento relativo máximo en un extremo del edificio es mayor a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo existe irregularidad torsional. Este criterio aplica en los entrepisos donde la deriva de entrepiso inelástica sea mayor a la mitad del desplazamiento admisible ( $0.007/2 = 0.0035$ ).

#### Irregularidad torsional considerando sismo X-X

Tabla 4.8. Verificación de irregularidad torsional para sismo X

Nivel	Deriva Entrepiso inelástica	0.5 $\Delta$ Permissible	Criterio	$\Delta$ Máximo extremo (elástico)	$\Delta$ Promedio extremos (elástico)	Relación ( $\Delta$ Máx. Ext./ $\Delta$ prom)
7	0.0037	0.0035	Aplica	0.00073	0.00066	1.11
6	0.0040	0.0035	Aplica	0.00079	0.00071	1.12
5	0.0042	0.0035	Aplica	0.00082	0.00073	1.12
4	0.0041	0.0035	Aplica	0.00081	0.00072	1.13
3	0.0038	0.0035	Aplica	0.00075	0.00066	1.14
2	0.0031	0.0035	No aplica	-	-	-
1	0.0017	0.0035	No aplica	-	-	-

Como todas las relaciones ( $\Delta$  Máx. Ext./ $\Delta$  prom) son menores a 1.3 se verifica que no se presenta irregularidad torsional debido al sismo en la dirección X.

#### Irregularidad torsional considerando sismo Y-Y

Tabla 4.9. Verificación de irregularidad torsional para sismo Y

Nivel	Deriva Entrepiso inelástica	0.5 $\Delta$ Permissible	Criterio	$\Delta$ Máximo extremo	$\Delta$ Promedio extremos	Relación ( $\Delta$ Máx. Ext./ $\Delta$ prom)
7	0.0035	0.0035	Aplica	0.00069	0.00055	1.25
6	0.0037	0.0035	Aplica	0.00073	0.00058	1.26
5	0.0038	0.0035	Aplica	0.00074	0.00059	1.25
4	0.0036	0.0035	Aplica	0.00071	0.00056	1.27
3	0.0032	0.0035	No aplica	-	-	-
2	0.0026	0.0035	No aplica	-	-	-
1	0.0014	0.0035	No aplica	-	-	-

Como todas las relaciones ( $\Delta$  Máx. Ext./ $\Delta$  prom) son menores a 1.3 se verifica que no se presenta irregularidad torsional debido al sismo en la dirección X. Del análisis realizado se verifica que la estructura no presenta irregularidades en planta.

#### 4.5.3. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”

Debido a que no se presenta irregularidad en planta y en altura se concluye que el edificio es regular, por tanto, se tiene que  $I_a = I_p = 1$ . Por consiguiente, se realiza el análisis sísmico considerando un factor de reducción de fuerzas sísmica  $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 6$  para ambas direcciones.

#### 4.6. Modos de vibración de la estructura (Análisis dinámico)

En las tablas 4.10 y 4.11 se muestran los periodos de vibración principales en la dirección X-X para los análisis considerando tres GDL por piso y traslación pura (TPX). Se observa los periodos y porcentajes de masa participante varían muy poco entre ambos tipos de análisis lo cual es lo ideal si la estructura no tuviera torsión.

Tabla 4.10. Periodos principales en la dirección X (3GDL)

3 GLD X-X			
Modo	Periodo (seg)	% Masa participante	% Masa participante acum.
1	0.526	0.7102	0.7154
4	0.132	0.1781	0.8935
7	0.062	0.0493	0.9428

Tabla 4.11. Periodos principales en la dirección X (TPX)

Traslación pura X-X			
Modo	Periodo (seg)	% Masa participante	% Masa participante acum.
1	0.509	0.7239	0.7239
2	0.128	0.1882	0.9120
3	0.061	0.0517	0.9638

En las tablas 4.12 y 4.13 se muestra los periodos de vibración principales en la dirección Y-Y para el análisis en 3 GDL y traslación pura (TPY). Se observa que el periodo varía ligeramente de 0.436 a 0.408 segundos, sin embargo, el porcentaje de masa participante varía de manera importante de 49% a 72%. Esto se presenta debido a los efectos torsionales ocasionados por excentricidad del centro de masas respecto

al eje Y lo cual conlleva a que algunos periodos principales (modos 2 y 3) tengan un porcentaje de masa participante importante en ambas direcciones en vez de en una sola dirección.

Tabla 4.12. Periodos principales en la dirección Y (3GDL)

<b>3 GLD Y-Y</b>			
<b>Modo</b>	<b>Periodo (seg)</b>	<b>% Masa participante</b>	<b>% Masa participante acum.</b>
2	0.436	0.4876	0.4876
3	0.368	0.2283	0.7159
5	0.105	0.1312	0.8471

Tabla 4.13. Periodos principales en la dirección Y (TPY)

<b>Traslación pura Y-Y</b>			
<b>Modo</b>	<b>Periodo (seg)</b>	<b>% Masa participante</b>	<b>% Masa participante acum.</b>
1	0.408	0.7188	0.7178
2	0.098	0.1999	0.9199
3	0.046	0.0502	0.969

#### 4.7. Control de derivas de entrepiso

Del análisis dinámico considerando tres grados de libertad por piso se obtiene los máximos desplazamientos relativos de entrepiso (derivadas elásticas). Para hallar los desplazamientos reales (derivadas inelásticas) se multiplican los valores obtenidos del análisis por 0.75R si la estructura es regular o 0.85R si la estructura es irregular. En este caso como la estructura es regular se multiplican los valores por  $0.75 \times 6 = 4.5$ . La norma establece que las derivadas inelásticas deben ser menores a 0.007 la cual es la derivada máxima permisible para estructuras de concreto armado.

Tabla 4.14. Derivas máximas para sismo en la dirección X-X

Sismo en X			
Nivel	Punto (Label)	Deriva elástica máx.	Deriva inelástica máx.
7	20	0.0007	0.0037
6	20	0.0008	0.0040
<b>5</b>	<b>20</b>	<b>0.0008</b>	<b>0.0042</b>
4	20	0.0008	0.0041
3	20	0.0007	0.0038
2	20	0.0006	0.0031
1	20	0.0003	0.0017

Tabla 4.15. Derivas máximas para sismo en la dirección Y-Y

Sismo en Y			
Nivel	Punto (Label)	Deriva elástica máx. máx	Deriva inelástica máx
7	15	0.0007	0.0035
6	15	0.0007	0.0037
<b>5</b>	<b>15</b>	<b>0.0007</b>	<b>0.0038</b>
4	15	0.0007	0.0036
3	15	0.0006	0.0032
2	15	0.0005	0.0026
1	15	0.0003	0.0014

Los desplazamientos relativos máximos debido al sismo en X se da en el punto 20 el cual está ubicado en la esquina inferior derecha de la planta, mientras que para el sismo en Y se da en el punto 15 ubicado justo en el extremo inferior de la placa ubicada en el extremo lateral izquierdo de la estructura. Se observa que las derivas máximas obtenidas en ambas direcciones son menores a 0.007, por lo tanto, la estructura cumple con los requisitos de rigidez de la norma E.030.

## 4.8. Cortante basal

### 4.8.1. Cortante basal de análisis dinámico

En las tablas 4.16 se muestra se muestras las fuerzas cortantes de entrepiso que resultaron del análisis dinámico considerando tres grados de libertad por piso para el sismo en cada dirección principal.

Tabla 4.16. Fuerzas cortantes de entrepiso de análisis dinámico

Nivel	Sismo X		Sismo Y	
	Fuerza de entrepiso (ton)	Cortante acum. (ton)	Fuerza de entrepiso (ton)	Cortante acum. (ton)
7	103	103	101	101
6	97	200	99	200
5	71	271	74	274
4	55	326	57	331
3	44	370	42	373
2	32	402	30	403
1	19	421	17	420

De la tabla 4.16 se observa que se tiene una cortante basal de 421 ton para la dirección X-X y de 420 ton para la dirección Y-Y.

#### 4.8.2. Cortante basal del análisis estático

Se realizará el análisis estático distribuyendo la fuerza sísmica en cada entrepiso de acuerdo a lo indicado en la norma E.030. El peso total de la estructura se tomará de acuerdo a lo mostrado en tabla 4.2. Además, el coeficiente de amplificación dinámica “C” se calcula con los periodos principales obtenidos de los análisis dinámicos en traslación pura (TPX y TPY) para cada dirección mostrados en las tablas 4.17 y 4.18.

#### Cortante basal debido a sismo en X-X

$$T_x = 0.509 \text{ seg} > T_p = 0.4 \text{ seg} \rightarrow C_x = 2.5 \left( \frac{0.4}{0.509} \right) = 1.965$$

Se verifica que  $C/R = 1.965/6 = 0.33 \geq 0.11$ .

$$V_{basalX} = \frac{ZUCS}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 1.965 \times 1}{6} \times 3877 = 571 \text{ ton}$$

Como  $T_x = 0.509 \text{ seg} > 0.5 \rightarrow k = 0.75 + 0.5 \times 0.509 = 1.00$

Tabla 4.17. Distribución de fuerza sísmica X por entrepiso (Análisis estático)

Piso	hi (m)	Pi (ton)	P.h <sup>k</sup> (ton-m <sup>2</sup> )	αi	Fi (ton)
7	23.20	433	10,180.96	0.1966	112
6	20.00	570	11,548.46	0.2230	127
5	16.80	570	9,694.02	0.1872	107
4	13.60	570	7,839.33	0.1514	86
3	10.40	570	5,987.55	0.1156	66
2	7.20	570	4,138.37	0.0799	46
1	4.00	596	2,397.55	0.0463	26
			<b>51,786.25</b>	<b>1.0000</b>	<b>571</b>

#### Cortante basal debido a sismo Y-Y

$$T_y = 0.408 \text{ seg} > T_p = 0.4 \text{ seg} \rightarrow C_x = 2.5 \left( \frac{0.4}{0.408} \right) = 2.451$$

Se verifica que  $C/R = 2.451/6 = 0.41 \geq 0.11$ .

$$V_{\text{basal Y}} = \frac{ZUCS}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 2.451 \times 1}{6} \times 3877 = 713 \text{ ton}$$

$$T_x = 0.408 \text{ seg} < 0.5 \rightarrow k = 1.00$$

Tabla 4.18. Distribución de fuerza sísmica Y por entrepiso (Análisis estático)

Piso	hi (m)	Pi (ton)	P.h <sup>k</sup> (ton-m <sup>2</sup> )	αi	Fi (ton)
7	23.20	433	10,037.93	0.1962	140
6	20.00	570	11,393.82	0.2227	159
5	16.80	570	9,571.72	0.1871	133
4	13.60	570	7,747.80	0.1514	108
3	10.40	570	5,924.79	0.1158	83
2	7.20	570	4,101.77	0.0802	57
1	4.00	596	2,382.64	0.0466	33
			<b>51,160.46</b>	<b>1.0000</b>	<b>713</b>

#### 4.9. Amplificación de fuerzas sísmicas

De acuerdo a la norma E.030, la cortante basal debido al análisis dinámico no debe ser menor al 80% (90% en estructuras irregulares) de la cortante basal obtenida del análisis estático. Si no cumple esta condición se debe amplificar las fuerzas sísmicas de manera que se tenga como mínimo el 80% del cortante basal obtenido del análisis estático.

Tabla 4.19. Comparación de cortantes basales de los análisis dinámico y estático

	$V_{\text{dinámico (ton)}}$	$V_{\text{estático (ton)}}$	$0.8V_{\text{estático (ton)}}$	Factor de amp.
Sismo XX	421	571	457	1.09
Sismo YY	420	713	570	1.35

De la tabla 4.19 se observa que las cortantes basales obtenidas del análisis dinámico son menores al 80% de las obtenidas del análisis estático, por tanto, se amplifica las fuerzas. Estos factores de amplificación no afectan a las deformaciones ni derivas obtenidas sino a las fuerzas sísmicas las cuales serán tomadas en cuenta para realizar el diseño estructural.

#### 4.10. Junta sísmica

La junta sísmica tiene como objetivo evitar el contacto de las estructuras vecinas durante un movimiento sísmico. Se realizará el análisis para la dirección X pues en esta dirección se presenta el límite de propiedad con edificios vecinos. De acuerdo con la norma E.030, la distancia mínima de separación “s” debe cumplir con los siguientes criterios:

- 2/3 de la suma de desplazamientos máximos de los edificios adyacentes. Este criterio no es aplicable pues se desconoce los desplazamientos máximos de las estructuras vecinas.
- $s = 0.006h \geq 3\text{cm}$ , donde h = altura total del edificio en cm.

$$s = 0.006 \times (22.4 \times 100) = 13.4 \text{ cm} \geq 3\text{cm}$$

Además, la norma señala que el edificio se debe retirar de los límites de propiedad adyacentes una distancia no menor a 2/3 del desplazamiento máximo inelástico en la dirección de análisis ni menor que s/2.

Del análisis sísmico para un sismo en la dirección X-X se obtiene que  $D_{\text{máx elástico}} = 1.57 \text{ cm} \rightarrow D_{\text{máx inelástico}} = 1.57 \times 0.75 \times 6 = 7.06 \text{ cm}$

$$\text{Retiro} \geq \frac{2}{3} \times D_{\text{máx inelástico}} = \frac{2}{3} \times 7.06 = 4.71 \text{ cm}$$

$$\text{Retiro} \geq \frac{s}{2} = \frac{13.4}{2} = 6.7 \text{ cm}$$

Por tanto, tomando el mayor valor se decide colocar una junta sísmica de 7 cm en la dirección X-X.

## 5. Diseño de losas aligeradas y macizas

### 5.1. Diseño de losas aligeradas

#### 5.1.1. Modelos y análisis estructural para cargas de gravedad

El techado está conformado por losas aligeradas de 25 cm armadas en una sola dirección. Los aligerados son convencionales, es decir, tienen viguetas espaciadas cada 40 cm y una sección en forma de T con un ala de 5 cm de espesor y alma de 10 cm de ancho.

Para los modelos de análisis se asumirá que las losas se encuentran simplemente apoyadas sobre las vigas y se usará el modelo simplificado de columnas empotradas arriba y abajo para modelar la interacción entre la losa y las placas.

#### 5.1.2. Procedimiento de diseño

Las losas aligeradas y macizas se diseñarán a flexión y cortante de acuerdo a lo especificado en la norma E.060. Las cargas que se emplearán en el diseño serán solo de cargas de gravedad debido a que se asume que la losa no toma esfuerzos por sismo perpendiculares a su plano. Para establecer las cargas últimas se empleará la primera combinación de cargas mostrada en la sección 2.1.

$$w_u = 1.4CM + 1.7CV$$

#### 5.1.3. Ejemplo de diseño

Se diseña el techo aligerado ubicado entre ejes A-B del piso típico. La ubicación y distribución de los tipos de viguetas se muestran en la figura 5.1.

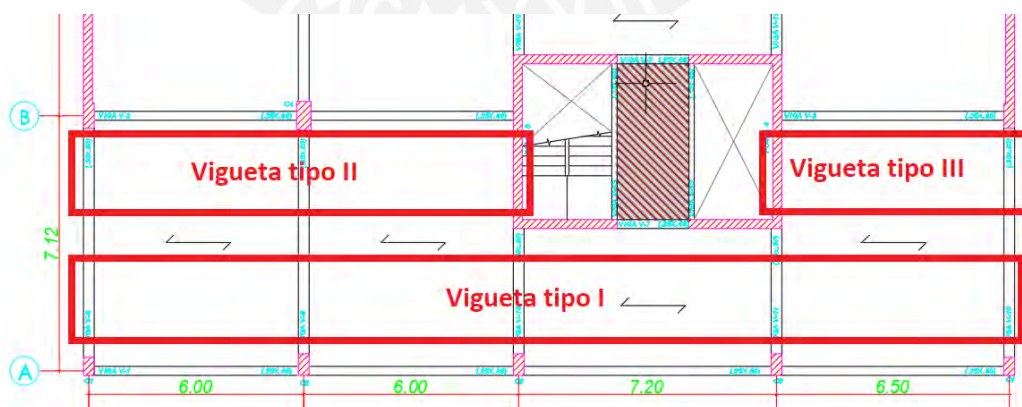


Figura 5.1. Ubicación de los tipos de viguetas a diseñar



### 5.1.3.1 Metrado de cargas

Para el metrado de cargas se consideró un ancho tributario de 0.4 m correspondiente al ancho de una vigueta. Para la carga muerta se consideró el peso propio de la losa y el peso del piso terminado. Para la carga viva se consideró la sobrecarga mínima para oficinas de 250 kg/m<sup>2</sup> más 50 kg/m<sup>2</sup> de tabiquería móvil.

Tabla 5.1. Metrado de cargas de losa (piso típico)

<b>CM</b>	Peso propio	350 kg/m <sup>2</sup>	0.4x350	140	180	kg/m
	Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>	0.4x100	40		
<b>CV</b>	Sobrecarga	300 kg/m <sup>2</sup>	0.4x300	120	120	kg/m
<b>CU</b>	1.4CM+1.7CV			<b>456</b>		kg/m

### 5.1.3.2. Análisis estructural

#### Análisis estructural de vigueta tipo I

Se modeló la losa como una viga continua y se asignó las cargas correspondientes.

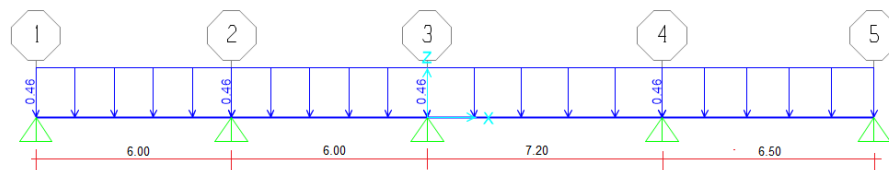


Figura 5.2. Modelo estructural de vigueta tipo I (ton/m)

Como el aligerado es continuo y de varios tramos se consideró alternancia de sobrecarga de manera de obtener los mayores momentos positivos y negativos. En las figuras 5.3 y 5.4 se muestran las envolventes de DMF y DFC donde se observan los valores máximos de todas las combinaciones realizadas debido a la alternancia de carga viva.

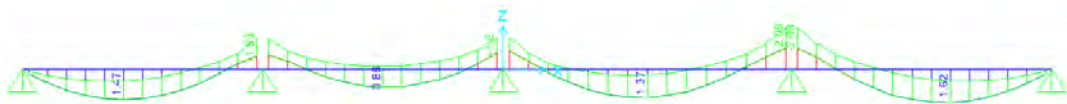


Figura 5.3. Envolvente de DMF de vigueta tipo I (ton-m)

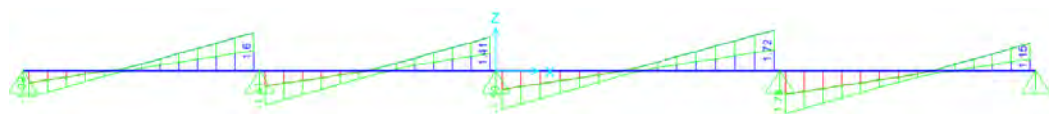


Figura 5.4. Envolvente de DFC de vigueta tipo I (ton)

Análogamente se realizó el análisis estructural para las viguetas tipo II y III.

### Análisis estructural de vigueta tipo II

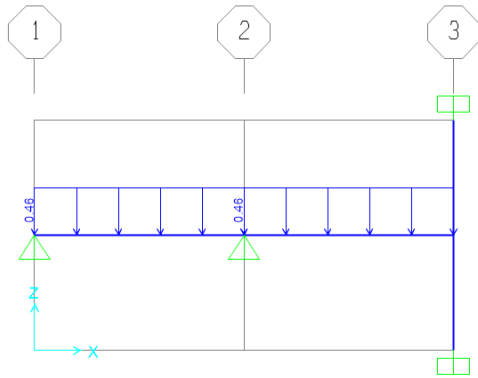


Figura 5.5. Modelo estructural de vigueta tipo II (ton/m)

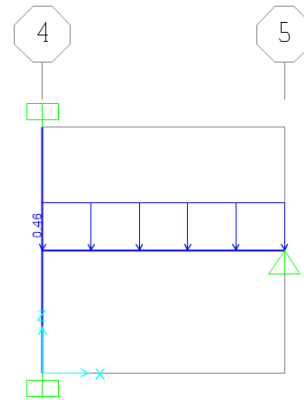


Figura 5.8. Modelo estructural de vigueta tipo III (ton/m)

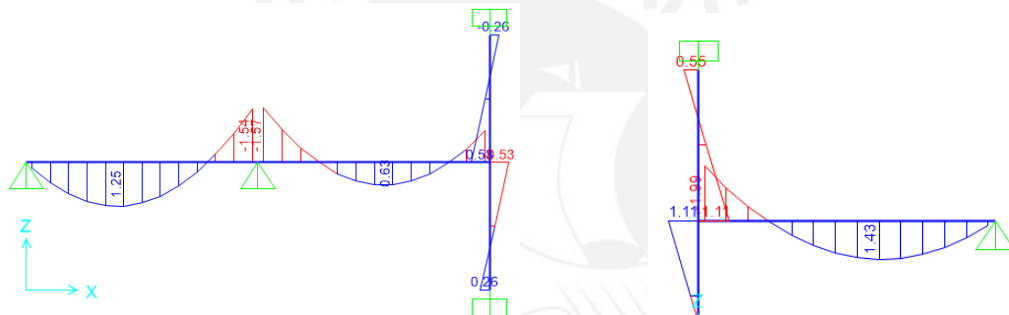


Figura 5.6. DMF de vigueta tipo II (ton-m)

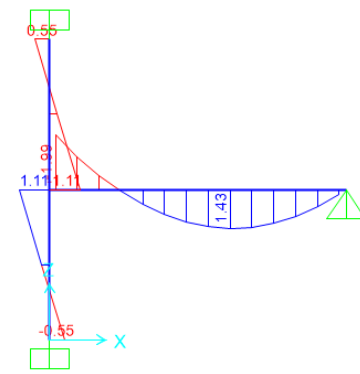


Figura 5.9. DMF de vigueta tipo III (ton-m)

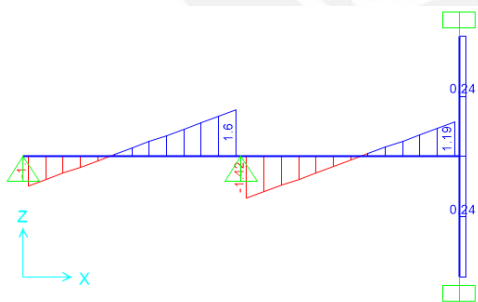


Figura 5.7. DFC de vigueta tipo II (ton)

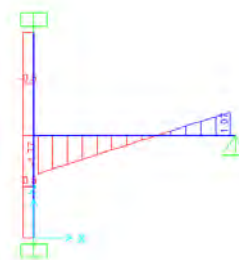


Figura 5.10. DFC de vigueta tipo III (ton)

### Análisis estructural de vigueta tipo III

#### 5.1.3.3. Diseño por flexión

Para iniciar el diseño por flexión primero se determinó la cantidad de acero mínimo y máximo establecido por la norma. El acero mínimo se calcula con la condición de que

el momento resistente debe ser mayor a igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento para así evitar una falla frágil. Por otro lado, el área de acero máximo permitida es igual al 75% del área de acero que produce una falla balanceada. Aplicando estas condiciones se obtiene los resultados mostrados en la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Aceros mín. y máx. para aligerados de 25 cm (Ottazzi, 2016)

Peralte h m	Peralte ef. "d" m	Ig cm <sup>4</sup>	Mcr+ kg-m	Mcr- kg-m	AS <sub>mín+</sub> cm <sup>2</sup>	AS <sub>mín-</sub> cm <sup>2</sup>	AS <sub>máx+</sub> cm <sup>2</sup>	AS <sub>máx-</sub> cm <sup>2</sup>
0.25	0.22	22700	405	750	0.53	1.15	8.29	3.5

Para hallar el acero requerido en las secciones se utilizará las siguientes ecuaciones que son obtenidos de aplicar el "Diseño por Resistencia" ( $\Phi Mn = Mu$ ) y utilizando el modelo del bloque de compresiones para el concreto:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.9 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w}}; \quad A_s = \frac{Mu}{0.9 \cdot f_y \cdot (d - a/2)}$$

Donde

- "a" es la altura del bloque de compresiones
- "d" es el peralte efectivo de la sección
- "b<sub>w</sub>" es el ancho de la sección en compresión (b<sub>w</sub> = 0.4m para flexión positiva y b<sub>w</sub> = 0.1 m para flexión negativa)

### Diseño por flexión de vigueta tipo I

En la tabla 5.3 se muestra los valores máximos de Mu obtenidos del DMF cuyo orden correspondes a los valores desde la izquierda del DMF hasta valores de la parte derecha del DMF.

Considerando  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y el factor de reducción  $\Phi = 0.9$  se realiza el diseño por flexión para cada momento flector máximo Mu positivo (b<sub>w</sub> = 10 cm) y negativo (b<sub>w</sub> = 40 cm) en cada tramo.

Tabla 5.3. Diseño por flexión de vigueta tipo I

$M_u$ (ton-m)	$b_w$ (cm)	$d$ (cm)	$a$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_{\text{instalado}}$	$A_s$ instalado (cm <sup>2</sup> )
0	10	22	0.00	0.00	3/8"	0.71
1.47	40	22	1.07	1.81	1/2"+3/8"	2.00
-1.53	10	22	4.87	2.07	1/2"+3/8"	2.00
0.86	40	22	0.62	1.05	1/2"	1.29
-1.60	10	22	5.12	2.18	1/2"+1/2"	2.58
1.37	40	22	0.99	1.69	1/2"+3/8"	2.00
-2.09	25 (E.A)	22	2.51	2.67	1/2"+1/2"	2.58
1.62	40	22	1.18	2.00	1/2"+1/2"	2.58
0	10	22	0.00	0.00	3/8"	0.71

\* E.A. = Ensanche alternado

De manera análoga se realiza el diseño por flexión para las viguetas tipo II y tipo III.

### Diseño por flexión de vigueta tipo II

Tabla 5.4. Diseño por flexión de vigueta tipo II

$M_u$ (ton-m)	$b_w$ (cm)	$d$ (cm)	$a$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_{\text{instalado}}$	$A_s$ colocado (cm <sup>2</sup> )
-0.89	10	22	1.03	1.10	3/8"+3/8"	1.42
1.89	40	22	1.38	2.35	1/2"+1/2"	2.58
0	0	22	0	0	3/8"	2.00

### Diseño por flexión de vigueta tipo III

Tabla 5.5. Diseño por flexión de vigueta tipo III

$M_u$ (ton-m)	$b_w$ (cm)	$d$ (cm)	$a$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_{\text{instalado}}$	$A_s$ colocado (cm <sup>2</sup> )
0	10	22	0	0	3/8"	0.71
1.25	40	22	0.90	1.53	1/2"+3/8"	2.00
-1.57	10	22	1.86	1.97	1/2"+3/8"	2.00
0.63	40	22	0.45	0.77	3/8"+3/8"	1.42
-0.91	10	22	1.06	1.12	3/8"+3/8"	1.42

Para uniformizar el corte del refuerzo se consideró los siguientes valores típicos los cuales se verificaron calculando el punto de corte teórico y prolongando una distancia equivalente "d" o 12 db. Se verificó que dichos valores cumplen con las resistencias requeridas para la sobrecarga existente de 300 kg/m<sup>2</sup>.

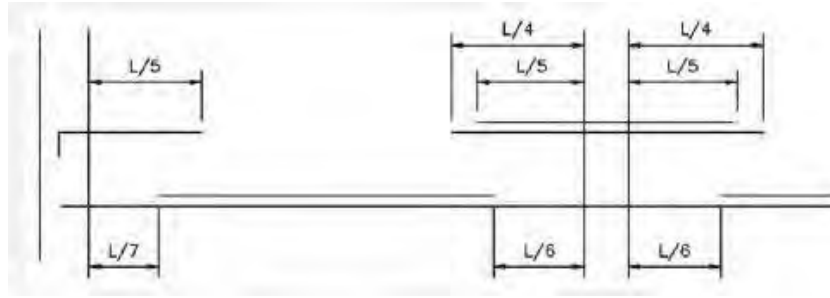


Figura 5.11. Valores utilizados para el corte de refuerzo en losas

#### 5.1.3.4. Diseño por cortante

Para el diseño por corte se debe hallar las fuerzas cortantes a “d” de la cara de la viga o placa y verificar que se cumpla el “Diseño por Resistencia” ( $\phi V_n \geq V_u$ ). Debido a que en las viguetas no se colocan estribos, la resistencia al corte nominal debe ser tomada por el concreto ( $\phi V_n = \phi V_c$ ), por tanto, se debe verificar que  $V_u \leq \phi V_c$ . Para aligerados que cumplen con el artículo 9.9 de la norma E.060 se permite un incremento del 10% del  $V_c$  (Ottazzi, 2016):

$$\phi V_c = 1.1 \cdot \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Donde  $\phi = 0.85$  (factor de reducción en cortante)

Reemplazando los valores correspondientes al aligerado del ejemplo se tiene:

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

Si la resistencia al corte del concreto no es suficiente para tomar las fuerzas cortantes últimas se es posible utilizar ensanches los cuales pueden ser alternados ( $b_w = 25 \text{ cm}$ ) o corridos ( $b_w = 40 \text{ cm}$ ) dependiendo de cuanto más se requiera aumentar la resistencia al corte.

#### Diseño por cortante de vigueta tipo I

En la tabla 5.6 se observa las fuerzas cortantes calculadas en las caras de las columnas o placas obtenidas del DFC y a “d” de las caras para cada uno de los apoyos. Asimismo, se muestra si requiere o no ensanche, su tipo y la longitud correspondiente.

Tabla 5.6. Diseño por cortante de vigueta tipo I

<b>Vu (ton)</b>	<b>V<sub>ud</sub> de la cara (ton)</b>	<b>ΦVc (ton)</b>	<b>Ensanche</b>	<b>ΦVc ensanche (ton)</b>	<b>Long. ensanche (m)</b>
1.09	0.99	1.58	No requiere	-	-
1.6	1.50	1.58	No requiere	-	-
1.41	1.31	1.58	No requiere	-	-
1.41	1.31	1.58	No requiere	-	-
1.59	1.49	1.58	No requiere	-	-
1.72	1.62	1.58	Alternado	3.95	0.50
1.78	1.68	1.58	Alternado	3.95	0.50
1.15	1.05	1.58	No requiere	-	-

Por ejemplo, para la mayor fuerza cortante  $V_u = 1.77$  ton se calcula a “d” de la cara:

$$V_{u_d} = 1.77 - 0.456 \times 0.22 = 1.67 \text{ ton} > \Phi V_c.$$

Como el cortante último a “d” de la cara es mayor a la resistencia al corte del concreto se decide colocar un ensanche alternado ( $b_w$  aumenta a 25cm). La resistencia al corte del concreto con el ensanche alternado es la siguiente:

$$\Phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 22 = 3.95 \text{ ton}$$

Con esta resistencia se cumple que  $V_u \leq \Phi V_c$ . Luego, para hallar la longitud del ensanche alternado se aplica equilibrio de fuerzas y se iguala las resistencias por corte en la sección crítica:

$$1.58 = 1.77 - 0.456L \rightarrow L = 0.44 \text{ m (Medido desde la cara del apoyo)}$$

Por tanto, se utilizará un ensanche alternado de 0.5 m a cada lado del tercer apoyo de la vigueta tipo I.

De manera análoga se realiza el diseño por corte para las viguetas tipo II y tipo III.

### Diseño por cortante de vigueta tipo II

Tabla 5.7. Diseño por cortante de vigueta tipo II

<b>Vu (ton)</b>	<b>V<sub>ud</sub> de la cara (ton)</b>	<b>ΦVc (ton)</b>	<b>Ensanche</b>	<b>ΦVc ensanche (ton)</b>	<b>Long. ensanche (m)</b>
1.59	1.49	1.58	No requiere	-	-
1.25	1.15	1.58	No requiere	-	-

### Diseño por cortante de vigueta tipo III

Tabla 5.8. Diseño por cortante de vigueta tipo III

Vu (ton)	Vud de la cara (ton)	$\Phi Vc$ (ton)	Ensanche	$\Phi Vc$ ensanche (ton)	Long. ensanche (m)
1	0.90	1.58	No requiere	-	-
1.6	1.50	1.58	No requiere	-	-
1.42	1.32	1.58	No requiere	-	-
1.19	1.09	1.58	No requiere	-	-

#### 5.1.3.4. Control de fisuración y deflexiones

Se realiza el cálculo para verificar la fisuración y deflexiones para el tercer tramo de la vigueta tipo I el cual es el tramo de mayor luz.

#### Control de fisuración

De acuerdo a la norma E.060, la distribución y el esfuerzo del refuerzo de tracción debe ser tal que se obtenga un parámetro  $Z$  menor o igual a 26000 kg/cm el cual se calcula considerando las siguientes ecuaciones:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}} ; \text{ donde } f_s \approx \frac{M_s}{0.9 \cdot d \cdot A_s}$$

Se calculó los valores de  $Z$  en cada zona de máxima tracción las cuales corresponden a las secciones donde se da los máximos momentos positivos y negativos.

Tabla 5.9. Control de fisuración por flexión para 3er tramo de vigueta I

	Apoyo izquierdo	Centro	Apoyo derecho
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	2.00	2.00	2.58
<b>d (cm)</b>	21.73	22.05	21.73
<b>dc (cm)</b>	3.27	2.95	3.27
<b>A<sub>ct</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	81.75	29.53	81.75
<b>Ms (ton-m)</b>	0.86	0.68	1.33
<b>fs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	2199	1713	2636
<b>Z (kg/cm)</b>	14164	7597	16980

En la tabla 5.9 se observa que los valores de  $Z$  son menores a 26000 kg/cm el cual es el límite impuesto por la norma. Por lo tanto, se concluye que la distribución y la cantidad de acero colocada en las zona de máxima tracción por flexión son adecuadas.

### Control de deflexiones

Para el cálculo de deflexiones para el tercer tramo (vigüeta tipo I) se debe comparar los momentos de agrietamiento para flexión positiva y negativa en cada sección (ver tabla 7.2) con los momentos actuantes en servicio. Si  $M_s > M_{cr}$  entonces se debe calcular la deflexión empleando el momento de inercia de la sección agrietada “ $I_{cr}$ ”.

En la tabla 5.10 se muestra los cálculos realizados para cada zona de máxima tracción por flexión del tercer tramo. Se observa que en las tres secciones los momentos en servicio son mayores a los momentos de agrietamientos. Por lo tanto, el cálculo de deflexiones se realizó con el momento de inercia de la sección agrietada de cada sección.

Tabla 5.10. Control de deflexiones por flexión (tercer tramo)

	Apoyo izquierdo	Centro	Apoyo derecho
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	2	2	2.58
<b>As' (cm<sup>2</sup>)</b>	1.29	0	1.29
<b>M<sub>cr</sub> (ton-m)</b>	0.75	0.41	0.75
<b>M<sub>m</sub> (ton-m)</b>	0.52	0.41	0.8
<b>M<sub>v</sub> (ton-m)</b>	0.34	0.27	0.53
<b>M<sub>s</sub> (ton-m)</b>	0.86	0.68	1.33
<b>I<sub>cr</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	5450	6814	6610

De acuerdo a la norma E.060 para elementos continuos el momento de inercia efectivo se calcula como un promedio de los momentos de inercia de agrietamiento de las secciones extremas y central.

$$I_{ef} = \frac{5450 + 2 \times 6814 + 2 \times 6610}{4} = 6422 \text{ cm}^4$$

Luego, se calcula la deflexión inmediata debido a carga muerta con la siguiente ecuación (Ottazzi, 2016):

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

Considerando una longitud  $L = 9$  m y los momentos actuantes por carga muerta mostrados en la tabla 5.10 se calculó la deflexión inmediata para los siguientes casos:



- Deflexión innmediata debido a carga muerta:  $Di_{CM} = 0.99 \text{ cm}$
- Deflexión innmediata debido a carga viva:  $Di_{CV} = 0.99 \times \frac{0.12}{0.18} = 0.66 \text{ cm}$

Asumiendo que el 40% de la carga viva actúa permanentemente sobre la losa se considera la deflexión innmediata por carga viva como  $Di_{0.4CV} = 0.26 \text{ cm}$ .

La deflexión diferida o a largo plazo se calcula multiplicando a la deflexión innmediata por factor igual a  $\frac{\varepsilon}{1+50\rho'}$ . Donde  $\varepsilon$  es un factor dependiente del tiempo el cual para cinco años a más le corresponde un valor de 2 y  $\rho'$  es la cuantía de acero en compresión en la mitad de la luz, en este caso como no se presenta acero en compresión en esta sección le corresponde un valor de cero.

- Deflexión diferida debido a carga muerta:  $Dd_{CM} = 0.99 \times 2 = 1.98 \text{ cm}$
- Deflexión diferida debido al 40% carga viva:  $Dd_{0.4CV} = 0.26 \times 2 = 0.52 \text{ cm}$ .

En caso existan tabiques en la losa (no es el caso), la norma E.060 indica que en pisos que soporten a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas se debe verificar las siguientes deflexiones

- Deflexión máxima considerada:
 
$$Dd_{CM} + Dd_{0.4CV} + Di_{CV} = 1.98 + 0.52 + 0.66 = 3.16 \text{ cm}$$
- Deflexión máxima considerada si se colocara el tabique un mes después:
 
$$Dd_{CM} + Dd_{0.4CV} + Di_{CV} = 1.29 + 0.34 + 0.66 = 2.26 \text{ cm}$$
- Deflexión máxima admisible (Norma E.060):
 
$$L/480 = 1.44 \text{ cm}$$

Se observa que la deflexión máxima a considerar resulta mayor a la deflexión máxima permisible de la norma. La norma E.060 te permite exceder el límite si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite. En este caso, una contraflecha no resolvería el problema debido a que las deflexiones que más afectan al tabique son las diferidas, por tanto, se tendría que evaluar la alternativa de incluir acero en compresión para disminuir las deflexiones diferidas o aumentar el acero en tracción para disminuir las deflexiones inmediatas y

a su vez las diferidas. Para contrarrestar las deflexiones inmediatas bastaría con colocar una contraflecha de 1.5 cm en el centro de la losa.

Finalmente, una vez verificado el comportamiento de la losa frente a los estados límites en servicio de fisuraciones y deflexiones se concluye que el refuerzo instalado del diseño por flexión es adecuado para las condiciones existentes. En la figura 5.12 se muestra la disposición final y los cortes de acero para la losa aligerada analizada.

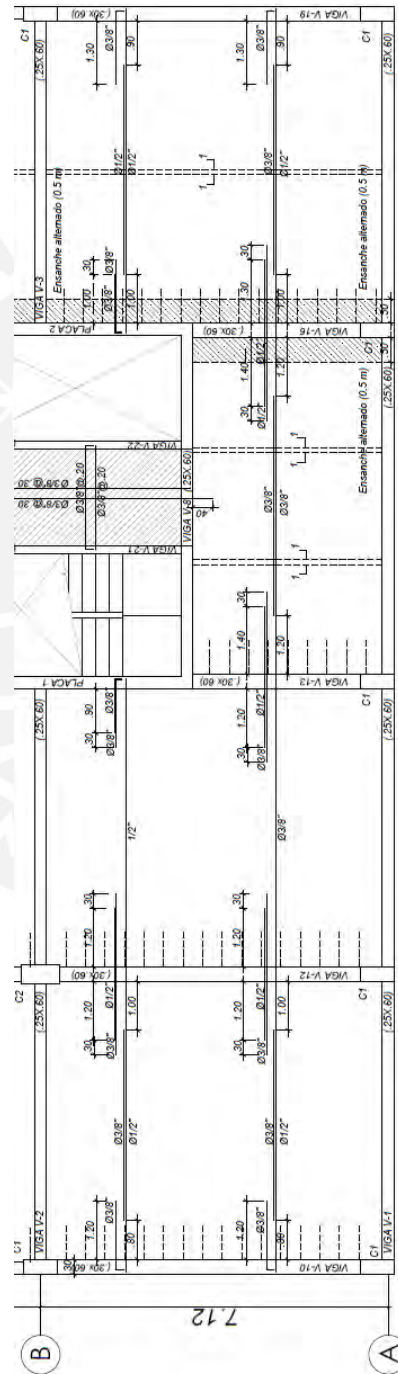


Figura 5.12. Disposición de acero colocado en el aligerado

## 5.2. Diseño de losas macizas

De acuerdo a la estructuración planteada se tiene dos losas macizas en cada piso típico. La losa tipo I (figura 5.13) tiene una relación de lados de  $4.33/2.01 = 2.17$  mayor a dos, por tanto, se puede asumir que trabaja en la dirección más corta. La losa tipo II (figura 5.14) tiene una relación de lados de  $5.7/0.8 = 7.13$  mayor a dos, por tanto, también trabaja en una dirección.

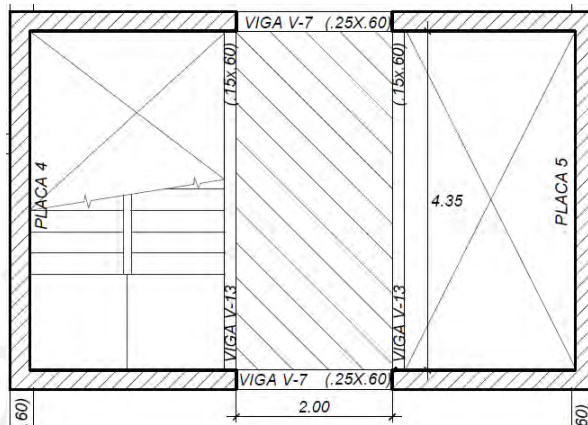


Figura 5.13. Vista en planta de losa maciza I

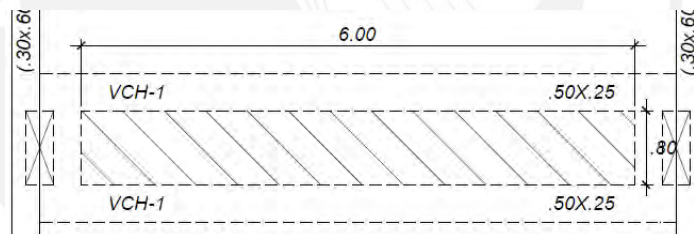


Figura 5.14. Vista en planta de losa maciza tipo II

### 5.2.1 Análisis estructural

Como las losas trabajan en una dirección (dirección corta) se modelan como simplemente apoyadas sobre las vigas que las soportan. Para el análisis se considera una franja de losa de un metro de ancho.

#### Losa maciza tipo I

Tabla 5.11. Metrado de cargas de losa maciza tipo I

CM	Peso propio	2.4 x 1 x 0.4	0.48	ton/m
	Piso terminado	0.1 x 1	0.1	ton/m
CV	Sobrecarga	0.3x 1	0.3	ton/m
CU	1.4CM+1.7CV		1.32	ton/m

Análisis estructural en SAP2000:

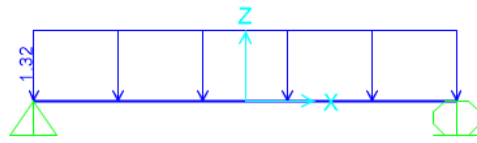


Figura 5.15. Modelo estructura losa maciza tipo I (ton/m)

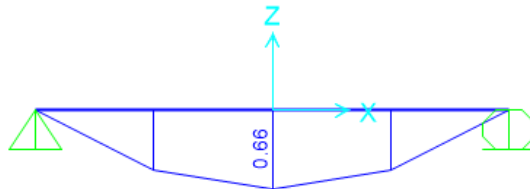


Figura 5.16. DMF de losa maciza tipo I (ton-m)

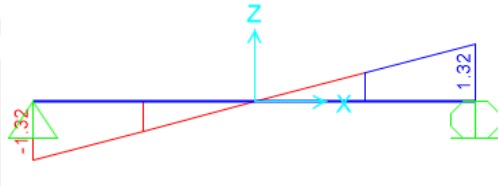


Figura 5.17. . DFC de losa maciza tipo I (ton)

## Losa maciza tipo II

Tabla 5.12. Metrado de cargas de losa maciza tipo II

<b>CM</b>	Peso propio	2.4x1x0.4	0.48	ton/m
	Piso terminado	0.1x1	0.1	ton/m
	Tabique	1.8x0.15x3	0.81	ton/m
<b>CV</b>	Sobrecarga	0.3x1	0.3	ton/m
<b>CU</b>		1.4CM+1.7CV	2.46	ton/m

Análisis estructural en SAP2000:

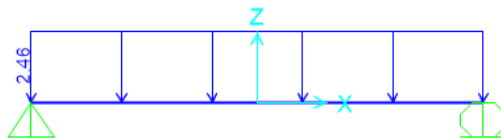


Figura 5.18. Modelo estructura losa tipo II (ton/m)

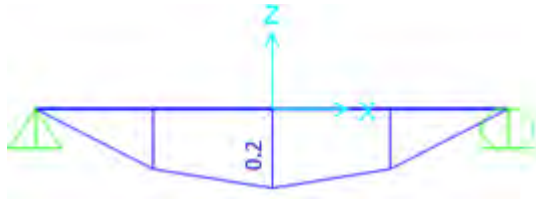


Figura 5.19. DMF de losa tipo II (ton-m)

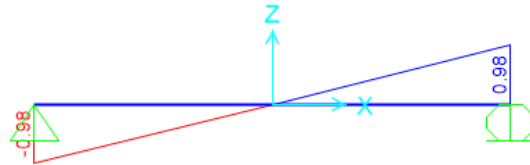


Figura 5.20. DFC de losa tipo I (ton)

### 5.2.2. Diseño de losa tipo I

#### Diseño por flexión

Acero mínimo por temperatura y retracción:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0018 \cdot b \cdot t = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En la zona de tracción:  $A_{s_{\text{mín}}} = 0.0012 \cdot b \cdot t = 0.0012 \times 100 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Considerando  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $b_w = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$  y  $M_u = 0.66 \text{ ton-m}$  se realiza el diseño por flexión y se obtiene que  $a = 0.24 \text{ cm} \rightarrow A_s = 1.03 \text{ cm}^2$ . Como  $A_s = 1.03 \text{ cm}^2 < A_{s_{\text{mín}}} \rightarrow A_{s_{\text{diseño}}} = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8"@.25\text{m}$ .

Por tanto, se coloca  $\phi 3/8"@.20\text{m}$  en las caras inferior y superior de la dirección más corta de la losa tipo I. Para la otra dirección se coloca  $\phi 3/8"@.30\text{m}$  en cada cara correspondiente al acero mínimo repartido en ambas caras.

#### Diseño por cortante

Considerando un peralte efectivo  $d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$  se calcula la resistencia al corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.10 \text{ ton}$$

Se observa que la resistencia al corte del concreto es mucho mayor al cortante último  $V_u = 1.32 \text{ ton}$ , por tanto, se verifica que el peralte de la losa de 20 cm es adecuado por cortante.

De manera análoga se realiza el diseño de la losa tipo II considerando los mismos parámetros.

### 5.2.3. Diseño de losa tipo II

#### Diseño por flexión

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En la zona de tracción:  $A_{s_{\min}} = 0.0012 \cdot b \cdot t = 0.0012 \times 100 \times 25 = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Para el máximo momento  $M_u = 0.20 \text{ ton}\cdot\text{m}$  se obtiene que  $a = 0.07 \text{ cm} \rightarrow A_s = 0.30 \text{ cm}^2$ . Como  $A_s = 0.30 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}} \rightarrow A_{s_{\text{diseño}}} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" @ .20\text{m}$ .

#### Diseño por cortante

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times (25 - 3) = 14.36 \text{ ton}$$

Para esta losa se tiene un cortante máximo  $V_u = 0.98 \text{ ton}$ . Se cumple  $V_u < \phi V_c$ , por tanto, el peralte de la losa de 20 cm cumple con el diseño por cortante.

En las figuras 5.21 y 5.22 se muestran la disposición final de aceros colocados en las losas tipo I y II.

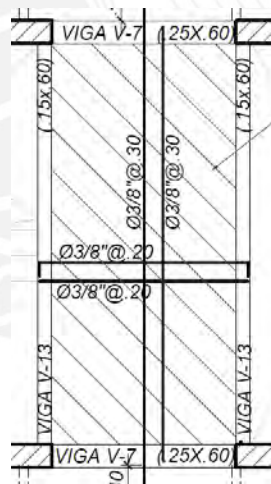


Figura 5.21. Diseño final de losa maciza I

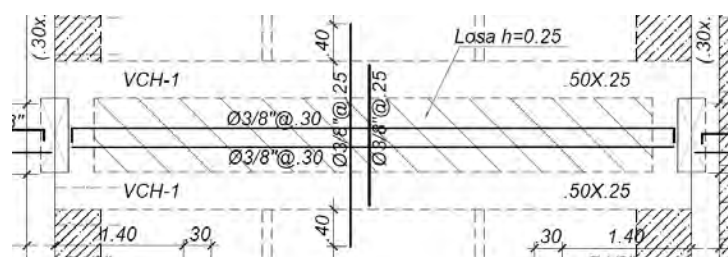


Figura 5.22. Diseño final de losa maciza II

## 6. Diseño de vigas

### 6.1. Diseño de vigas chatas

Para el análisis de las vigas chatas se consideraron solo los efectos de las cargas de gravedad con la combinación  $CU = 1.4 CM + 1.7 CV$ . Como ejemplo se diseñará una de las vigas chatas V-CH1 de 50 x 25 cm ubicados entre los ejes B-C y 3-4 (ver figura 3.1), las cuales soportan el peso de la losa maciza y el tabique que divide los ambientes de los SS.HH.

#### 6.1.1. Metrado de cargas

Tabla 6.1. Metrado de cargas VCH-1

<b>CM</b>	Peso propio	$2.4 \times 0.5 \times 0.25$	0.3	ton/m
	Losa maciza	$2.4 \times (0.8 \times 0.2) / 2$	0.192	ton/m
	Piso terminado	$0.1 \times 0.5$	0.05	ton/m
	Tabique	$1.8 \times (0.15 \times 3) / 2$	0.405	ton/m
<b>CV</b>	Sobrecarga	$0.3 \times 0.5$	0.15	ton/m
<b>CU</b>	$1.4CM + 1.7CV$		<b>1.58</b>	ton/m

#### 6.1.2. Análisis estructural

La viga chata se modeló en SAP2000 como si estuviera simplemente apoyada sobre las vigas de los extremos (luz entre ejes = 7.20 metros).

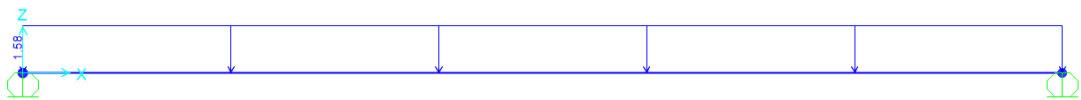


Figura 6.1. Modelo de viga chata VCH-1 (ton/m)



Figura 6.2. DMF ( $M_u$ ) de VCH-1 (ton-m)

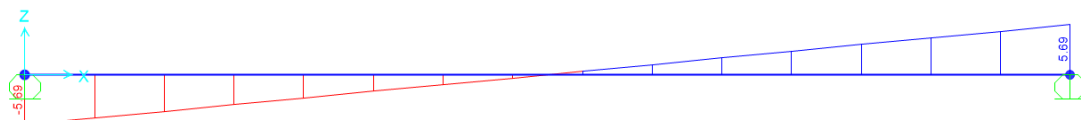


Figura 6.3. DFC ( $V_u$ ) de VCH-1 (ton)

### 6.1.3. Diseño por flexión

Las dimensiones de la viga planteada en el predimensionamiento son de 50x25 cm. Se calcula el acero mínimo y el acero máximo con las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 50 \times 22}{4200} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = \frac{0.75 \times (0.85 \times 210 \times (0.85 \times 0.588 \times 22) \times 50)}{4200} = 17.52 \text{ cm}^2$$

Considerando  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $b_w=50 \text{ cm}$  y un peralte efectivo  $d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$  se realiza el diseño por flexión:

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 \times 10.19 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 50}} = 6.82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{10.19 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (22 - 6.74)} = 14.5 \text{ cm}^2$$

Por tanto, para el acero positivo se utilizó 4 barras corridas de 5/8" (8.0 cm<sup>2</sup>) y 4 bastones de 5/8" en la zona central (8 cm<sup>2</sup>). Para el acero negativo se utilizó 4 barras corridas de 1/2" (5.16 cm<sup>2</sup>) de manera que se cumple con el acero mínimo.

### 6.1.4. Diseño por cortante

Se calcula la fuerza cortante última  $V_u$  a "d" de la cara de la viga:

$$V_{u_{\max}} = 5.69 - 1.58 \times \left( \frac{0.3}{2} + 0.22 \right) = 5.11 \text{ ton}$$

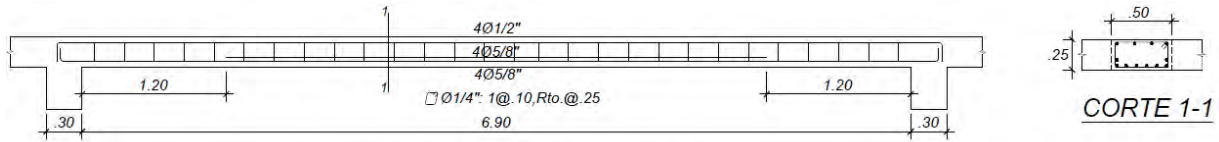
La resistencia al corte del concreto se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 50 \times 22 = 7.18 \text{ ton}$$

Se cumple que  $V_{u_{\max}} < \phi V_c$ . Por lo tanto, se colocará estribo mínimo de  $\phi 1/4$ " espaciados 1@ 10, resto@ 0.30 en ambos extremos.

En la figura 6.4 se observa la disposición final de refuerzo para la viga chata VCH-1:





### VIGA VCH-1 (.50x.25)

Figura 6.4. Disposición final de refuerzo colocado en viga VCH-1

## 6.2 Diseño de vigas peraltadas

Se realiza el diseño por flexión y cortante a partir de la envolvente de momentos flectores y fuerzas cortantes. Además, se deberá cumplir con los requisitos del artículo 21 de la norma E.060 para vigas que resistan efectos sísmicos en un sistema estructural conformados por placas.

Como ejemplo de diseño se diseñará la viga V-9 de 0.30 x 0.60 ubicada a lo largo del eje 2 (ver figura 6.5).

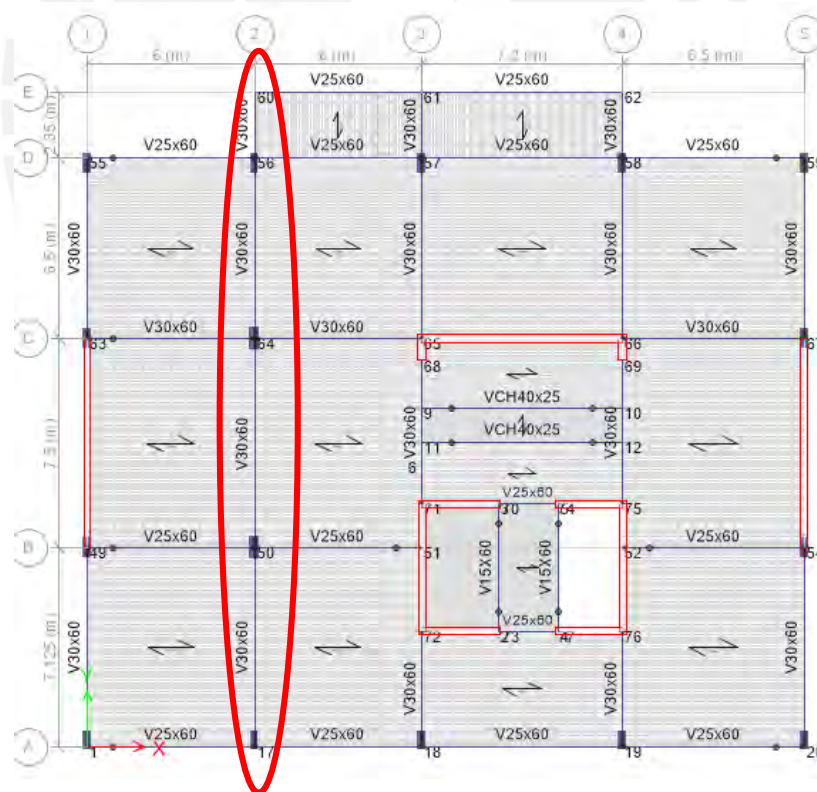


Figura 6.5. Ubicación de la viga V-9

### 6.2.1. Metrado de cargas de gravedad

Las cargas por gravedad actuantes en las vigas son las cargas que transmiten las losas y las cargas que actúan directamente sobre ella como el peso propio, piso terminado o tabiques. Para las vigas que cargan losas se consideró como zona de influencia la mitad de la longitud de la losa mientras que para vigas paralelas a la dirección del aligerado solo se considera las cargas que actúan directamente sobre estas. Para vigas que soportan losas macizas en una dirección se considera el mismo criterio como si fueran losas aligeradas y en el caso de losas macizas en dos direcciones se repartirá la carga aplicando el “método del sobre”.

Para la viga del ejemplo al ser una viga que soporta losas aligeradas se considera una zona de influencia de 6 metros igual a la mitad de la longitud de cada losa que soporta.

Tabla 6.2. Metrado de cargas de gravedad de viga V-9

<b>CM</b>	Peso propio	2400x0.3x0.60	432	3132	kg/m
	Peso losa	350x6	2100		
	Piso terminado	100x6	600		
<b>CV</b>	Sobrecarga	(250+50)x6	1800		
<b>CU</b>	1.4CM+1.7CV= 7445				

### 6.2.2. Análisis estructural

Para realizar el análisis estructural se consideró un modelo de columnas empotradas como se muestra en la figura 6.6. Adicionalmente a las cargas por gravedad calculadas en 6.2.1 se incorporó las cargas provenientes del análisis sísmico. Finalmente se realizó la envolvente de las combinaciones de carga consideradas en la norma E.060. Los valores para ambos diagramas se muestran a la cara de la columna.

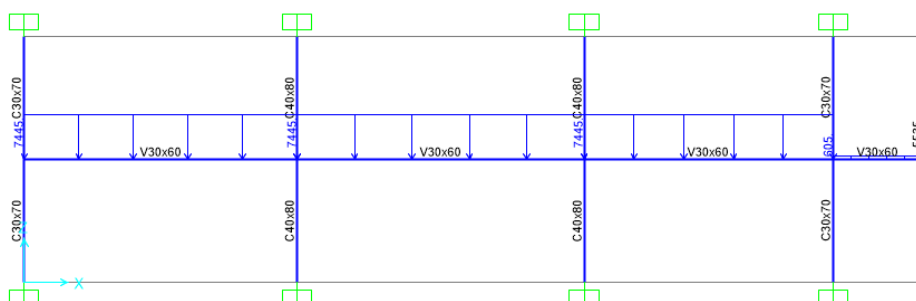


Figura 6.6. Modelo estructural utilizado para el análisis de la viga V-9 (ton/m)

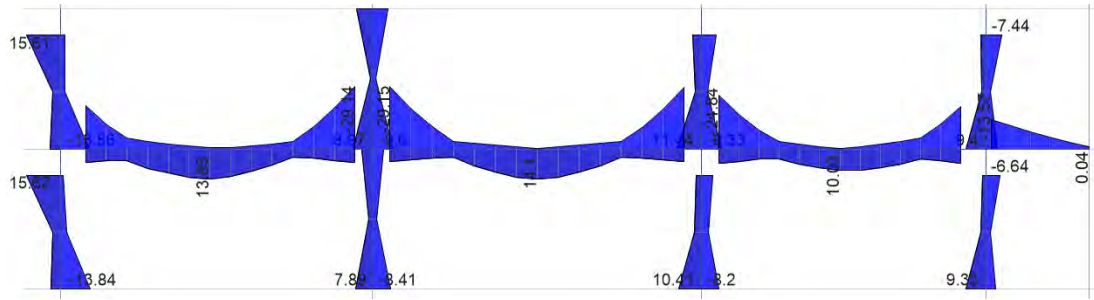


Figura 6.7. Envoltura de momentos flectores de viga V-9 (ton-m)

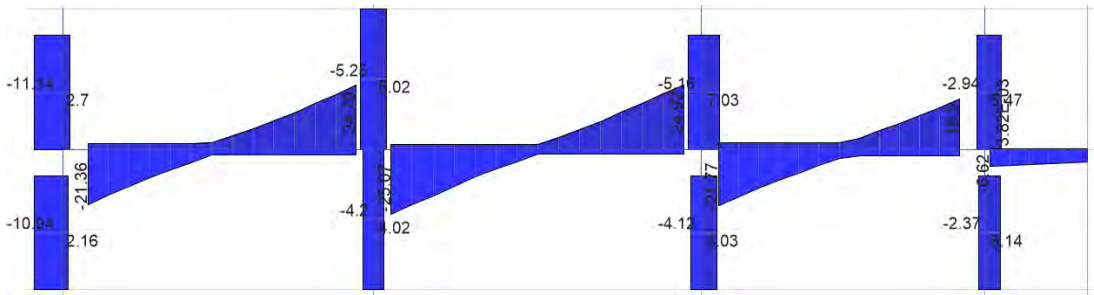


Figura 6.8. Envoltura de fuerzas cortantes de viga V-9 (ton)

### 6.2.3. Diseño por flexión

Se calcula el área mínima y el área máxima a colocar en cada sección de acuerdo a la norma E.060 con las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{\min}}(+)=\frac{0.7\sqrt{f'_c}\times b_w\times d}{f_y}; \quad A_{s_{\max}}=0.75\times\frac{0.85f'_c\cdot a_b\cdot b_w}{f_y}$$

Considerando  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $b_w = 30 \text{ cm}$  y  $d \approx 60-6 = 54 \text{ cm}$  se tiene que  $A_{s_{\min}} = 3.91 \text{ cm}^2$  y  $A_{s_{\max}} = 25.82 \text{ cm}^2$ .

Para calcular el acero requerido se utilizará las siguientes que son obtenidos de aplicar el “Diseño por Resistencia” ( $\Phi M_n = M_u$ )

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.9 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w}} \quad \rightarrow \quad A_s = \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot (d - a/2)}$$

Donde,

- “a” es la altura del bloque de compresiones.
- “d” es el peralte efectivo de la sección ( $d \approx 60-6 = 54 \text{ cm}$ ).
- “ $b_w$ ” es el ancho de la sección en compresión ( $b_w = 30 \text{ cm}$ ).

Tomando los máximos valores de la envolvente de diagrama de momentos flectores se realiza el diseño por flexión (tabla 6.3).

Tabla 6.3. Diseño por flexión de viga V-9

$M_u$ (ton-m)	d (cm)	a (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_{\text{instalado}}$	$A_s$ colocado (cm <sup>2</sup> )
-20.22	54	8.43	10.74	3 $\phi$ 3/4"+1 $\phi$ 1"	13.62
13.85	54	5.75	7.33	3 $\phi$ 3/4"	8.52
-29.15	54	12.69	16.18	2 $\phi$ 3/4"+2 $\phi$ 1"	15.88
14.10	54	5.72	7.29	3 $\phi$ 3/4"	8.52
-28.65	51	13.42	17.11	3 $\phi$ 3/4"+2 $\phi$ 1"	18.72
10.03	54	4.00	5.10	2 $\phi$ 3/4"	5.68
-19.56	54	8.13	10.36	4 $\phi$ 3/4"	11.36

#### 6.2.4. Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza con los valores máximos de la envolvente de fuerzas calculados a "d" de la cara de las columnas.

Además, de acuerdo al artículo 21 de la norma E.060 la fuerza cortante de diseño "Vu" no debe ser menor que el menor valor entre la fuerza cortante obtenida de suma del cortante isostático calculado para cargas de gravedad amplificadas por 1.25 y el cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (Mn) en cada extremo de la viga; y la fuerza cortante obtenida de las combinaciones de carga considerando un factor de amplificación de 2.5 para acciones sísmicas.

La resistencia al corte proporcionado por el concreto se calcula mediante la siguiente ecuación:

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

Si se cumple que  $\phi V_c \geq V_u$  se coloca solo estribos mínimos espaciados a una distancia menor o igual a la calculada según las siguientes ecuaciones:

$$S_{\text{máx}} = \frac{A_v \times f_y}{0.2 \times \sqrt{f'_c} \times b}; \quad S_{\text{máx}} = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b}$$

Si  $\phi V_c \leq V_u$  se debe calcular la resistencia al corte "Vs" que debe proporcionar el refuerzo transversal empleando la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d.$$

A partir de  $V_s$  se calcula el espaciamiento entre estribos  $s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$  el cual está limitado dependiendo del valor de  $V_{s\text{lim}} = 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ . Si  $V_s < V_{s\text{lim}}$  entonces  $s_{\text{máx}} = d/2$  o 60 cm y si  $V_s \geq V_{s\text{lim}}$  entonces  $s_{\text{máx}} = d/2$  o 60 cm.

Además del procedimiento explicado anteriormente, las vigas que resistan efectos sísmicos deben tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte de la viga medida desde la cara del apoyo. En dicha zona el primer estribo debe estar a 10 cm de la cara del apoyo y los siguientes estribos deben estar espaciados una distancia no menor de los siguientes valores:

- $d/4$ , pero no menor de 150 mm;
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- 300 mm.

Además, fuera de la zona de confinamiento los estribos no pueden estar separados a más de “0.5d”.

En la tabla 6.4 se muestra el cálculo de la fuerza cortante de diseño “ $V_u$ ” para la viga V-9 de acuerdo a lo indicado del artículo 21 de la norma E.060 para vigas con fuerzas sísmicas:

Tabla 6.4. Cálculo de  $V_u$  aplicado el artículo 21 (E.060) de viga V-9

Viga V-9	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
<b>Llibre(m)</b>	6.15		6.7		5.75		2.35	
<b>Mn<sub>sup</sub> (ton-m)</b>	27.83	31.87	36.69		23.64		12.36	
<b>Mn<sub>inf</sub> (ton-m)</b>	12.36		12.36		12.36		12.36	
<b>(Mni+Mnd)/Ln</b>	6.54	7.19	1.84	7.32	2.15	6.26	5.26	10.52
<b>V<sub>utotal</sub> (ton)</b>	25.49	26.15	22.50	27.97	19.87	23.99	5.26	17.76
<b>V<sub>ucon 2.5S</sub> (ton)</b>	22.73	25.69	25.07	24.97	24.19	22.28	6.62	0
<b>V<sub>udiseño</sub> (ton)</b>	22.73	25.69	25.07	24.97	21.77	22.28	6.62	0.00

En la tabla 6.5 se muestra el diseño por fuerza cortante de la viga V-9 el cual se realizó considerando los mayores valores de “ $V_u$ ” entre lo obtenido en la tabla 6.4 y en la envolvente de fuerzas cortantes de las combinaciones de carga mostrada en la figura 6.8.

Tabla 6.5. Diseño por cortante de viga V-9

Viga V-9	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
<b>Vu (ton)</b>	22.73	25.69	25.07	24.97	21.77	22.28	6.62	0
<b>Vu a "d" de la cara (ton)</b>	18.71	21.67	21.05	18.33	17.75	18.26	2.60	0
<b><math>\phi Vc</math> (ton)</b>	10.58	10.58	10.58	10.58	10.58	10.58	10.58	10.58
<b>Estribo mín: <math>s_{m\acute{a}x}</math> (cm)</b>	57	57	57	57	57	57	57	57
<b>Vs (ton)</b>	9.57	13.05	12.32	9.12	8.44	9.04	-9.38	-
<b><math>Vs &lt; 2.1 * \text{raiz}(f'c) * b * d</math></b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	-
<b>s (cm)</b>	34	25	26	35	38	36	mín	-
<b><math>Vs_{lim}</math> (ton)</b>	25.82	25.82	25.82	25.82	25.82	25.82	25.82	-
<b><math>s_{m\acute{a}x}</math> (cm)</b>	27	27	27	27	27	27	27	-

Finalmente, se verifica que el espaciamiento “s” calculado en la tabla 6.5 cumple con los requerimientos del artículo 21 (E.060). Para la viga V-9 se tiene una zona de confinamiento igual a  $2h = 2 \times 0.60 = 1.20$  m en los extremos de cada tramo.

De acuerdo al artículo 21 se tiene que  $s = 54/4 = 13.5$  cm, pero el mínimo es 15 cm, por tanto, se utiliza  $s = 15$  cm para la zona de confinamiento y fuera de la zona de confinamiento  $s_{m\acute{a}x} = d/2 = 27$  cm. Se observa que los valores de “s” y “ $s_{m\acute{a}x}$ ” son menores a los obtenidos del diseño por cortante (tabla 6.5), por tanto, se concluye que para la viga V-9 los requerimientos mínimos para refuerzo transversal del artículo 21 predominan a lo obtenido en el diseño.

Por lo tanto, para los tres primeros tramos de la viga se colocará estribos de  $\phi 3/8$ ”: 1@10cm, 8@15 cm, resto a 25 cm en ambos extremos. Para el último tramo en volado se colocará estribo de  $\phi 3/8$ ”: 1@10cm, resto a 25 cm desde el extremo izquierdo.

### 6.2.5. Control de fisuraciones y deflexiones

Se sigue el mismo procedimiento y ecuaciones utilizadas en la sección 5 para el control de fisuración y deflexiones en losas aligeradas.

#### Control de fisuraciones

Se calculó el parámetro Z en cada zona de máxima tracción por flexión para cada tramo de la viga V-9 las cuales corresponden a las secciones donde se dan los máximos momentos positivos y negativos.

Tabla 6.6. Control de fisuraciones en viga V-9

	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4
	Apoyo izquierdo	Centro	Apoyo derecho	Apoyo izquierdo	Centro	Apoyo derecho	Apoyo izquierdo	Centro	Apoyo derecho	Apoyo izquierdo
<b>As<sub>ins</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	13.62	8.52	15.88	15.88	8.52	18.72	18.72	5.68	11.36	11.36
<b>d (cm)</b>	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
<b>d<sub>c</sub> (cm)</b>	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
<b>A<sub>ct</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	120.00	120.00	90.00	115.62	120.00	98.08	98.08	180.00	180.00	180.00
<b>Ms (ton-m)</b>	12.89	8.68	17.31	18.35	9.34	18.9	14.22	6.52	6.02	8.13
<b>fs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	1947	2096	2243	2378	2256	2077	1563	2362	1090	1473
<b>Z (kg/cm)</b>	17454	18788	18265	21048	20217	17408	13098	24233	11187	15108

En la tabla 6.6 se observa que todos los valores de Z calculados son menores a 26000 kg/cm el cual es el límite impuesto por la norma. Por lo tanto, se concluye que la distribución y la cantidad de acero colocada en la viga V-9 son adecuadas desde el punto de vista de la fisuración.

### Control de deflexiones

Se calcula momento de inercia de la sección bruta  $I_g = \frac{30 \times 60^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$  y el esfuerzo de tracción por flexión admisible  $f_r = 0.62 \times \sqrt{210} = 29 \text{ kg/cm}^2$ . Con estos datos se calcula el momento de inercia de agrietamiento  $M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} = \frac{29 \times 540000}{(60/2)} = 5.22 \text{ ton} - \text{m}$ , el cual se compara con el momento en servicio "Ms". Si  $M_s < M_{cr}$  entonces  $I_{ef} = I_g$ , pero si  $M_s > M_{cr}$  entonces  $I_{ef} = I_{cr}$ .

En la tabla 6.7 se muestra las deflexiones inmediatas y diferidas debido a carga muerta y viva para cada tramo de la viga V-9. Para el caso de carga viva se consideró que el 40% de la carga actúa permanentemente sobre la estructura y se calculó su deflexión (Dicv40).

Tabla 6.7. Control de deflexiones en viga V-9

	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4
	Apoyo izq.	Centro	Apoyo der.	Apoyo izq.	Centro	Apoyo der.	Apoyo izq.	Centro	Apoyo der.	Volado
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	13.62	8.52	15.88	15.88	8.52	18.72	18.72	5.68	11.36	11.36
<b>As' (cm<sup>2</sup>)</b>	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68
<b>Mcr (ton-m)</b>	5.22	5.22	5.22	5.22	5.22	5.22	5.22	5.22	5.22	5.22
<b>Mm (ton-m)</b>	8.61	5.36	10.3	11.34	5.93	11.96	9.68	4.1	6.71	8.65
<b>Mv (ton-m)</b>	4.74	3.16	6.24	6.71	3.41	6.68	5.22	2.46	2.78	4.97
<b>Ms (ton-m)</b>	13.35	8.52	16.54	18.05	9.34	18.64	14.9	6.56	9.49	13.62
<b>Icr (cm<sup>4</sup>)</b>	231232	158310	260424	260424	158310	294897	294897	112000	200245	200245
<b>L (m)</b>	6.15			6.7			5.225			2.35
<b>I<sub>ef</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	202069			217985			179786			200245
<b>Di<sub>cm</sub> (cm)</b>	0.31			0.36			0.18			0.003
<b>Di<sub>cv</sub> (cm)</b>	0.18			0.20			0.10			0.002
<b>Di<sub>cv40</sub> (cm)</b>	0.07			0.08			0.04			0.001
<b>Dd<sub>cm</sub> (cm)</b>	0.53			0.60			0.30			0.005
<b>Dd<sub>cv40</sub> (cm)</b>	0.12			0.14			0.07			0.001

En la tabla 6.8 se muestra las deflexiones consideradas y los límites admisibles para los cuatro tipos de elemento indicados en la tabla 9.2 de la norma E.060:

Tabla 6.8. Comparación con límites de deflexiones de la norma E.060

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Límites de la norma		
1	Di <sub>cv</sub>	0.18	0.20	0.10	0.002	L/180	3.42	cm
2	Di <sub>cv</sub>	0.18	0.20	0.10	0.002	L/360	1.71	cm
3	Dd <sub>cm</sub> + Di <sub>cm</sub> + Dd <sub>cv40</sub>	0.96	1.10	0.55	0.008	L/480	1.28	cm
4	Dd <sub>cm</sub> + Di <sub>cm</sub> + Dd <sub>cv40</sub>	0.96	0.55	0.55	0.008	L/240	2.46	cm

De la tabla 6.8 se observa que las deflexiones consideradas para cada tipo de elemento de todos los tramos de la viga V-9 son menores a las deflexiones admisibles de la norma E.060.

Finalmente una vez verificado el correcto comportamiento de la viga frente a los estados límites en servicio de fisuraciones y deflexiones se concluye que el refuerzo instalado del diseño por flexión es correcto. En las figuras 6.9 se muestra la disposición final del refuerzo longitudinal y transversal colocado en la viga V-9.



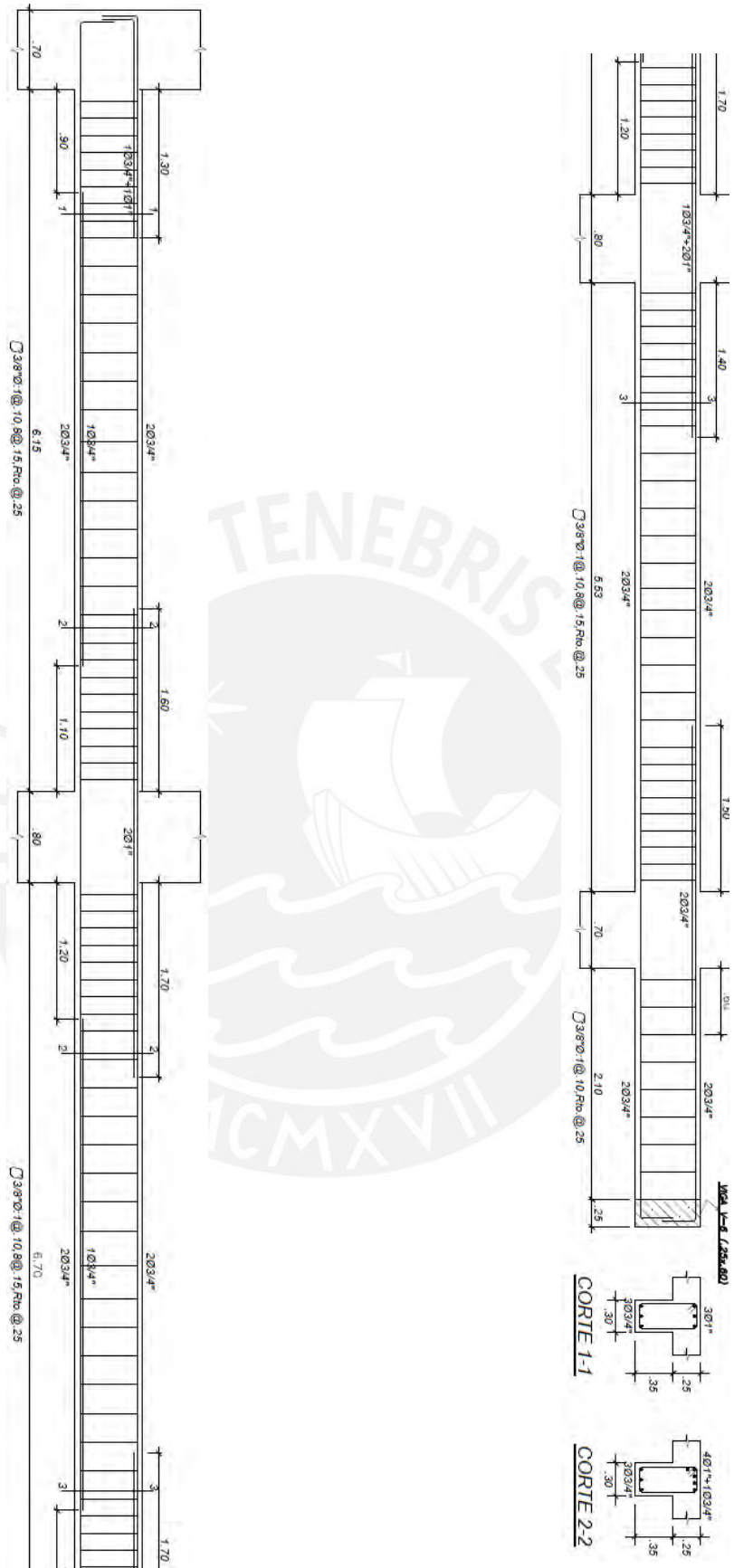


Figura 6.9. Disposición final de acero en viga V-9 (parte 1)

## 7. Diseño de columnas

Las columnas son elementos verticales que reciben cargas axiales, fuerzas cortantes momentos flectores provenientes de las cargas de gravedad y las cargas de sismo en ambas direcciones. Para considerar la acción en simultáneo de carga axial y momentos flectores se realizó el diseño por flexo-compresión en cual consiste en construir el diagrama de interacción de diseño y verificar cada una de combinaciones de carga (Pu y Mu) de la norma E.060. Además del diseño por flexo compresión, se realizó el diseño por cortante el cual debe cumplir con los requerimientos del artículo 21 de la norma para columnas con solicitaciones sísmicas.

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la columna C-4 de 35x75 cm ubicada entre los ejes B y 2 (ver figura 3.21).

### 7.1. Metrado de cargas

En primer lugar, se calcula el área tributaria de la columna  $A_t = 6 \times (7.5 + 7.125) / 2 - 0.35 \times 0.75 = 43.61 \text{ m}^2$ . Para la carga muerta se consideró el peso propio de las columnas y el peso de las vigas, aligerados, piso terminado y tabiques dentro del área tributaria. Para la carga viva se consideró la sobrecarga de oficinas y tabiquería móvil y además se realizó una reducción de carga viva calculado según la norma E.020

$$fr = (0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}}); \quad A_i = A_t \times k \quad (k=2 \text{ para columnas})$$

Tabla 7.1. Metrado de cargas de columna C-4

Piso	CM (ton)	A <sub>trib</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	fr	CV (ton)	CV <sub>reducida</sub> (ton)
7	26	43.61	87.22	0.74	4	3
6	51	87.22	174.44	0.60	17	10
5	77	130.83	261.66	0.53	30	16
4	103	174.44	348.88	0.50	44	22
3	129	218.05	436.1	0.50	57	28
2	154	261.66	523.32	0.50	70	35
1	181	305.27	610.54	0.50	83	41

### 7.2. Fuerzas internas

El cálculo de fuerzas internas se realizó con el programa ETABS v16.2.0 en el cual se asignó todas las cargas que se indican en esta memoria. Las cargas axiales se consideran positivas en compresión y negativas en tracción. Los momentos flectores se calcularon de acuerdo al siguiente sistema de referencia mostrado en la figura 7.1.

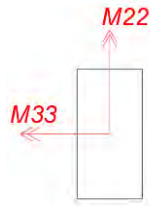


Figura 7.1. Ejes de momentos flectores de columna C-9

Las fuerzas internas actuantes por carga muerta, carga viva, sismo en X y sismo en Y correspondiente a cada nivel se muestran la tabla 7.2.

Tabla 7.2 Fuerzas internas por piso de columna C-4

		<b>P (ton)</b>	<b>V22 (ton)</b>	<b>V33 (ton)</b>	<b>M22 (ton-m)</b>	<b>M33 (ton-m)</b>
<b>Piso 7</b>	<b>CM</b>	26	0.00	0.00	0.00	-0.16
	<b>CV</b>	3	-0.26	0.18	0.28	-0.42
	<b>Sx</b>	0.4	0.89	3.52	5.00	1.16
	<b>Sy</b>	0.9	6.25	1.55	2.27	8.24
<b>Piso 6</b>	<b>CM</b>	51	-0.05	0.00	0.00	-0.18
	<b>CV</b>	10	-0.28	0.16	0.25	-0.45
	<b>Sx</b>	1	0.74	2.94	4.71	1.16
	<b>Sy</b>	2	4.91	1.26	2.03	7.84
<b>Piso 5</b>	<b>CM</b>	77	-0.02	0.00	0.00	-0.15
	<b>CV</b>	16	-0.28	0.15	0.23	-0.44
	<b>Sx</b>	2	0.82	3.16	5.03	1.30
	<b>Sy</b>	3	5.28	1.29	2.05	8.52
<b>Piso 4</b>	<b>CM</b>	103	-0.02	0.00	0.00	-0.14
	<b>CV</b>	22	-0.26	0.13	0.20	-0.40
	<b>Sx</b>	3	0.82	3.10	5.02	1.37
	<b>Sy</b>	4	5.11	1.22	1.93	8.70
<b>Piso 3</b>	<b>CM</b>	129	-0.01	0.00	0.00	-0.11
	<b>CV</b>	28	-0.25	0.10	0.15	-0.40
	<b>Sx</b>	4	0.78	2.84	4.70	1.39
	<b>Sy</b>	5	4.67	1.07	1.66	8.51
<b>Piso 2</b>	<b>CM</b>	154	-0.01	0.00	0.00	-0.12
	<b>CV</b>	35	-0.21	0.07	0.10	-0.31
	<b>Sx</b>	5	0.66	2.37	4.14	1.31
	<b>Sy</b>	6	3.71	0.85	1.30	7.46
<b>Piso 1</b>	<b>CM</b>	181	0.09	0.02	0.02	0.15
	<b>CV</b>	41	-0.06	0.02	0.02	-0.06
	<b>Sx</b>	6	0.49	1.16	3.00	1.58
	<b>Sy</b>	6	2.75	0.26	0.45	8.81

### 7.3. Diseño por flexo-compresión

El diseño se realizará con las combinaciones de diseño de la norma E.060. En la tabla 7.3 se muestra los valores de las fuerzas internas en la base de la columna del primer nivel calculadas para cada una de las combinaciones de carga.

Tabla 7.3. Cargas de diseño en la base de columna C-4

Combinación	Pu (tn)	Mu <sub>3-3</sub> (tn-m)	Mu <sub>2-2</sub> (tn-m)
<b>1.4CM+1.7CV</b>	323	0.10	0.06
<b>1.25(CM+CV)+SX</b>	272	1.69	3.06
<b>1.25(CM+CV)-SX</b>	283	-1.47	-2.95
<b>0.9CM+SX</b>	157	1.71	3.02
<b>0.9CM-SX</b>	169	-1.44	-2.99
<b>1.25(CM+CV)+SY</b>	272	8.92	0.50
<b>1.25(CM+CV)-SY</b>	283	-8.70	-0.40
<b>0.9CM+SY</b>	157	8.95	0.47
<b>0.9CM-SY</b>	169	-8.68	-0.43

Como se observa en la tabla 7.3 los momentos flectores tienen valores muy pequeños comparados con las cargas axiales, es decir, la columna trabaja básicamente a compresión pura. Por lo tanto, se calcula un área de acero tentativa despejando  $A_{st}$  de la siguiente ecuación correspondiente a elementos en compresión pura:

$$P_u = \phi \cdot \alpha \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st})$$

Reemplazando el máximo valor de  $P_u = 323$  ton con  $\alpha = 0.8$ ,  $\phi = 0.7$  y  $A_g = 40 \times 80 = 3200 \text{ cm}^2$  se obtiene  $A_{st} = 26.91 \text{ cm}^2$ . Por tanto, de acuerdo a las dimensiones de la viga se coloca tentativamente como refuerzo longitudinal  $4\phi 1 + 6\phi 3/4$  que dan un área de  $37.44 \text{ cm}^2$  y una cuantía de 1.43% la cual es mayor al mínimo de 1% establecido por la norma E.060.

Con el acero longitudinal seleccionado se calcula el diagrama de interacción de diseño de “ $\Phi P_n$  vs  $\Phi M_{n33}$ ” y “ $\Phi P_n$  vs  $\Phi M_{n22}$ ” y se procede a verificar si las combinaciones de cargas de se encuentran dentro del diagrama de interacción.

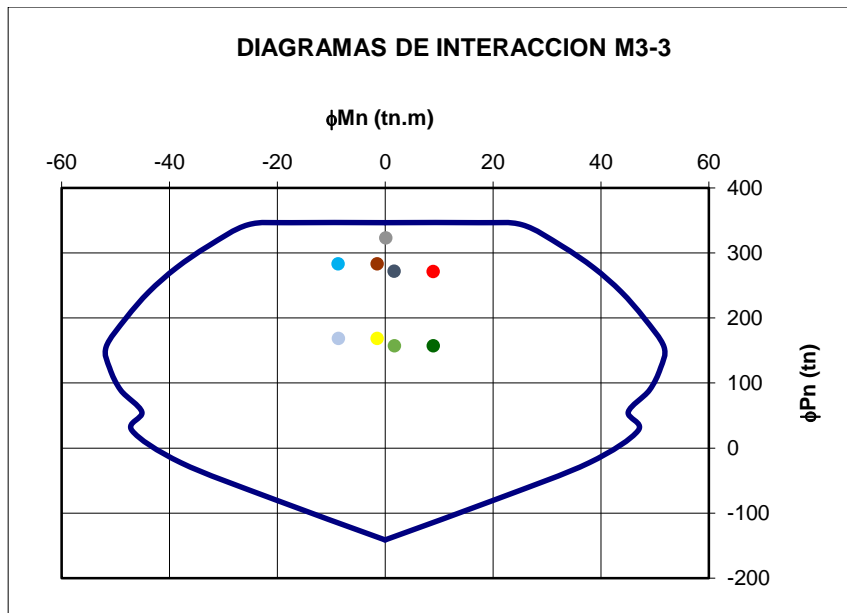


Figura 7.2. Diagrama de interacción M33 (primer piso) de columna C-4

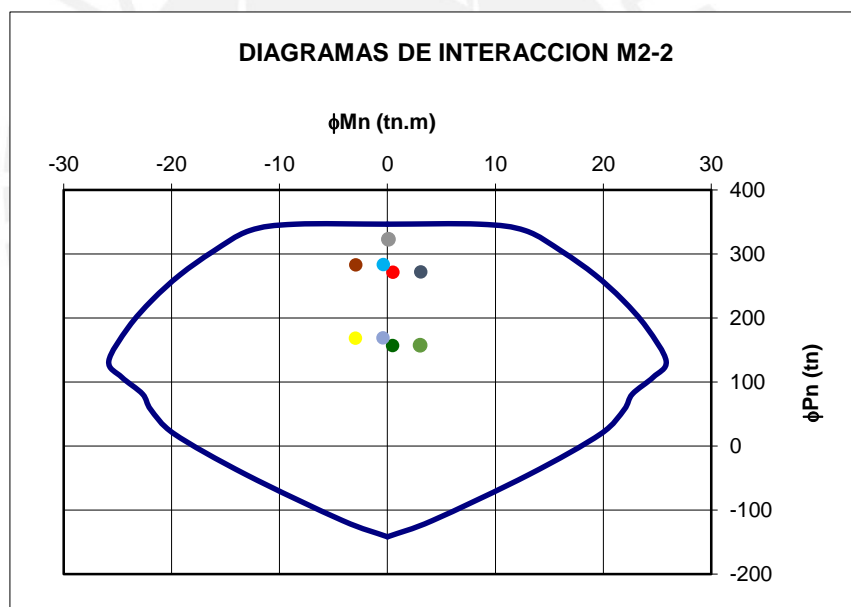


Figura 7.3. Diagrama de interacción M22 (primer piso) de columna C-4

De las figuras 7.2 y 7.3 se comprueba que los valores de  $P_u$  y  $M_u$  de cada combinación de carga se encuentra dentro del diagrama de interacción de diseño, por tanto, se verifica que el refuerzo longitudinal de  $4\phi 1" + 6\phi 3/4"$  es correcto el cual se mantiene en los dos primeros pisos.

Para los pisos superiores (3ro al 7mo) como las cargas actuantes son menores se redujo el refuerzo longitudinal a  $10\phi 3/4"$  con cuantía de 1.08% respetando la cuantía mínima de 1%. Para este caso se calculó de manera análoga el diagrama de interacción y se comprobó que las solicitaciones últimas caigan dentro del diagrama.

## 7.4. Diseño por cortante

De acuerdo con el artículo 21 de la norma E.060 las columnas con solicitaciones sísmicas deben diseñarse con un cortante de diseño  $V_u$  el cual debe ser mayor al menor valor entre la cortante obtenida del diseño por capacidad y la obtenida de amplificar las cargas de sismo por 2.5.

➤ **Primero criterio (Capacidad):**

$$V_u = (Mn_{sup} + Mn_{inf})/H_n$$

Donde “ $Mn_{sup}$ ” y “ $Mn_{inf}$ ” son los momentos nominales de la sección superior e inferior de la columna los cuales se obtienen al prolongar horizontalmente el punto “Pu vs Mu” hasta interceptar el diagrama de interacción nominal (sin considerar el factor de reducción  $\phi$ ) y “ $H_n$ ” es la altura libre de la columna.

De las figura 7.2 y 7.3 se observa que los mayores Mn se obtienen al prolongar los puntos asociados al Pu de 169 ton con lo cual se obtuvo del primer diagrama que  $Mn_{sup} = Mn_{inf} = 74$  ton-m y del segundo diagrama que  $Mn_{sup} = Mn_{inf} = 36$  ton-m.

$$Vu_{22} = \frac{36+36}{3} = 24 \text{ ton.}$$

$$Vu_{33} = \frac{74+74}{3} = 49 \text{ ton.}$$

➤ **Segundo criterio (Amplificando 2.5 veces las solicitaciones sísmicas):**

Amplificando las solicitaciones sísmicas por 2.5 y aplicando las mismas combinaciones de carga se obtuvo los siguientes valores de fuerza cortante:

Tabla 7.4. Fuerzas cortantes últimas amplificando 2.5 veces los valores de sismo

Combinación	Pu (ton)	Vu22 (ton)	Vu33 (ton)
1.4CM+1.7CV	323	0.03	0.05
0.9CM+SX	272	1.31	2.92
0.9CM-SX	283	-1.14	-2.89
0.9CM+SY	157	11.77	0.66
0.9CM-SY	169	-11.60	-0.64
1.25(CM+CV)+SX	272	1.27	2.95
1.25(CM+CV)-SX	283	-1.18	-2.86
1.25(CM+CV)+SY	157	11.73	0.69
1.25(CM+CV)-SY	169	-11.64	-0.61

Se observa que los valores de  $V_u$  de la tabla 7.4 son menores a los calculados en el primer criterio, por tanto, según la norma se debe realizar el diseño con estos valores.

Para cada par de valores  $P_u$  y  $V_u$  de la tabla 7.4 se calculó la resistencia al corte del concreto. La resistencia al corte del concreto para elementos sometidos a compresión axial de valor “ $P_u$ ” se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{P_u}{140A_g}\right) \cdot b \cdot d$$

Donde  $P_u$  es la carga axial última y  $A_g$  es el área de la sección bruta de la columna.

Tabla 7.5. Diseño por cortante en la dirección 2-2 de columna C-4

Combinación	$P_u$ (ton)	$V_{u22}$ (ton)	$\Phi V_c$ (ton)	Observación
1.4CM+1.7CV	323	0.03	33	Requiere estribo mínimo
0.9CM+SX	272	1.31	31	Requiere estribo mínimo
0.9CM-SX	283	-1.14	32	Requiere estribo mínimo
0.9CM+SY	157	11.77	26	Requiere estribo mínimo
0.9CM-SY	169	-11.60	27	Requiere estribo mínimo
1.25(CM+CV)+SX	272	1.27	31	Requiere estribo mínimo
1.25(CM+CV)-SX	283	-1.18	32	Requiere estribo mínimo
1.25(CM+CV)+SY	157	11.73	26	Requiere estribo mínimo
1.25(CM+CV)-SY	169	-11.64	27	Requiere estribo mínimo

Tabla 7.6. Diseño por cortante en la dirección 3-3 de columna C-4

Combinación	$P_u$ (ton)	$V_{u33}$ (ton)	$\Phi V_c$ (ton)	Observación
1.4CM+1.7CV	323	0.05	30	Requiere estribo mínimo
0.9CM+SX	272	2.92	27	Requiere estribo mínimo
0.9CM-SX	283	-2.89	28	Requiere estribo mínimo
0.9CM+SY	157	0.66	23	Requiere estribo mínimo
0.9CM-SY	169	-0.64	23	Requiere estribo mínimo
1.25(CM+CV)+SX	272	2.95	27	Requiere estribo mínimo
1.25(CM+CV)-SX	283	-2.86	28	Requiere estribo mínimo
1.25(CM+CV)+SY	157	0.69	23	Requiere estribo mínimo
1.25(CM+CV)-SY	169	-0.61	23	Requiere estribo mínimo

De las tablas 7.6 y 7.7 se observa que los cortantes actuantes  $V_u$  son menores al cortante resistente del concreto  $\Phi V_c$ , por tanto, según el diseño por cortante la columna solo requiere estribos mínimos.

Adicionalmente al diseño por cortante, al artículo 21 de la E.060 exige que las columnas con solicitaciones sísmicas deben tener una zona de confinamiento con una longitud no menor al mayor valor entre la altura libre entre seis ( $h_n/6 = 300/6 = 50$  cm), el peralte de la columna (75 cm) y 50 cm. Tomando el mayor valor se obtiene

una longitud de confinamiento de 75 cm a ambos extremos de la columna en cada nivel.

En esta longitud de confinamiento se deben colocar estribos cerrados con un espaciamiento  $S_o$  no mayor al menor valor entre ocho veces el diámetro de la barra ( $8d_b = 8 \times 1.91 = 15 \text{ cm}$ ), la mitad del ancho de la columna ( $b/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm}$ ) y 10 cm. Tomando el menor valor se obtiene un espaciamiento de estribos  $S_o = 10 \text{ cm}$  en la zona de confinamiento. Fuera de esta zona se debe tener un espaciamiento máximo de 30 cm. Por lo tanto, se decidió utilizar como refuerzo transversal estribos  $\phi 3/8''$ :  $8@0.10$ ; resto@0.30 en ambos extremos de la columna.

En la figura 7.4 se muestra la distribución final del refuerzo longitudinal y transversal de la columna C-4.

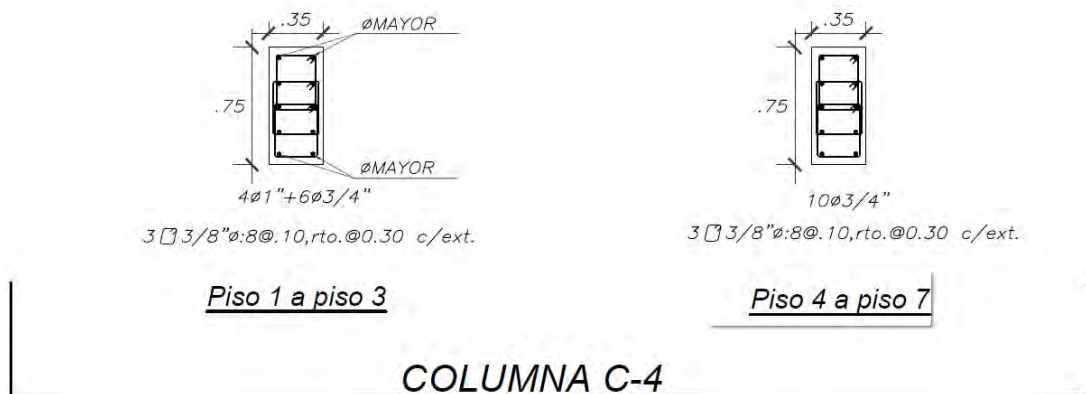


Figura 7.4. Refuerzo longitudinal y transversal de columna C-4



## 8. Diseño de placas

Las placas son los elementos que mayor rigidez lateral proporcionan a la estructura frente a acciones sísmicas, por tanto, además de cargas axiales recibirán grandes fuerzas cortantes y momentos flectores. El diseño de placas, al igual que en columnas, contempla el diseño por flexo-compresión y el diseño por fuerza cortante. Adicionalmente, se realiza un diseño por capacidad de acuerdo a lo indicado en el artículo 21 de la norma E.060.

A manera de ejemplo se realizará un diseño detallado de la placa 2 ubicada en el eje C entre los ejes 3 y 4 (ver figura 3.1).

### 8.1. Metrado de cargas de gravedad

El metrado se realizó de igual manera que lo realizado en columnas. Se calculó el área tributaria de la placa en el piso típico  $A_t = 85.86 \text{ m}^2$  y se optó por considerar reducción de carga viva.

Tabla 8.1. Metrado de cargas de gravedad de placa 2

Piso	CM (ton)	Atrib (m <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	fr	CV (ton)	CV <sub>reducida</sub> (ton)
7	67	85.86	171.71	0.60	9	5
6	139	171.71	343.42	0.50	34	17
5	211	257.57	515.13	0.50	60	30
4	283	343.42	686.84	0.50	86	43
3	355	429.28	858.55	0.50	112	56
2	427	515.13	1030.26	0.50	137	69
1	504	600.99	1201.97	0.50	163	82

### 8.2. Fuerzas internas

Los momentos flectores se calcularon de acuerdo al sistema de referencia mostrado en la figura 8.1. Las cargas axiales se consideran positivas en compresión y negativas en tracción.



Figura 8.1. Ejes de referencia para momentos flectores de placa 2

En la tabla 8.2 se presenta las fuerzas internas de la placa 2 por nivel y separados en carga muerta, carga viva, sismo en X y sismo en Y. Se observa que los valores de M33 son los más importantes debido que esta placa es la que mayor cortante toma en un sismo en la dirección X-X. Además, se observa valores de M33 considerables para un sismo en la dirección Y-Y debido a la torsión de la estructura en el eje Y-Y lo cual hace que la placa trabaje para un sismo en la dirección débil de la placa (Y-Y).

Tabla 8.2. Fuerzas internas por piso de placa 2

		<b>P (ton)</b>	<b>V22 (ton)</b>	<b>V33 (ton)</b>	<b>M22 (ton-m)</b>	<b>M33 (ton-m)</b>
<b>Piso 7</b>	<b>CM</b>	67	0	0	-2	0
	<b>CV</b>	5	1	-1	-1	-1
	<b>Sx</b>	1	-31	-2	-2	-119
	<b>Sy</b>	3	-15	-16	-20	-31
<b>Piso 6</b>	<b>CM</b>	139	0	0	0	0
	<b>CV</b>	17	1	0	0	0
	<b>Sx</b>	2	-75	-1	-2	-222
	<b>Sy</b>	7	-35	-13	-19	-106
<b>Piso 5</b>	<b>CM</b>	211	0	0	-1	0
	<b>CV</b>	30	1	0	0	0
	<b>Sx</b>	3	-125	-1	-2	-487
	<b>Sy</b>	11	-47	-13	-21	-221
<b>Piso 4</b>	<b>CM</b>	283	0	0	-1	0
	<b>CV</b>	43	1	0	0	0
	<b>Sx</b>	4	-169	-1	-2	-911
	<b>Sy</b>	15	-58	-13	-22	-368
<b>Piso 3</b>	<b>CM</b>	355	0	0	-1	0
	<b>CV</b>	56	0	0	0	1
	<b>Sx</b>	5	-210	-1	-2	-1478
	<b>Sy</b>	19	-66	-11	-23	-543
<b>Piso 2</b>	<b>CM</b>	427	0	0	0	0
	<b>CV</b>	69	0	0	0	3
	<b>Sx</b>	5	-245	-1	-2	-2171
	<b>Sy</b>	22	-73	-9	-20	-744
<b>Piso 1</b>	<b>CM</b>	504	0	6	4	0
	<b>CV</b>	82	0	0	0	5
	<b>Sx</b>	6	-246	-1	-3	-3089
	<b>Sy</b>	23	-80	-8	-31	-1038

### 8.3. Diseño por flexo-compresión

El diseño se realizó considerando las combinaciones de carga de la norma E.060. Para ello, se consideró las fuerzas internas del primer nivel debido a que son las más desfavorables y se realizó las combinaciones considerando el sentido positivo y negativo del sismo en ambas direcciones (Tabla 8.3).

Tabla 8.3. Cargas de diseño en la base de placa 2

Combinación	Pu (tn)	Mu <sub>3-3</sub> (ton-m)	Mu <sub>2-2</sub> (ton-m)
1.4CM+1.7CV	845	8.72	4
1.25(CM+CV)+SX	738	-3082	1
1.25(CM+CV)-SX	727	3095	7
0.9CM+SX	459	-3088	0
0.9CM-SX	448	3089	6
1.25(CM+CV)+SY	756	-1032	-27
1.25(CM+CV)-SY	709	1045	35
0.9CM+SY	477	-1038	-28
0.9CM-SY	430	1039	34

#### 8.3.1. Verificación de requerimiento de núcleos de confinamiento

Según la norma E.060, una placa necesita núcleos de confinamiento si el esfuerzo de compresión máximo en la fibra extrema considerando las cargas últimas Pu y Mu es mayor a  $0.2f_c$ . Para comprobar esta condición se calculó las propiedades geométricas de la sección de la placa:

Tabla 8.4. Propiedades geométricas de la sección transversal de placa 2

A (m <sup>2</sup> )	Xc (m)	Yc (m)	Ix (m <sup>4</sup> )	Iy (m <sup>4</sup> )
2.625	3.75	0.709	0.098	15.409

Para la verificación se tomó en cuenta la combinación de cargas Pu = 738 ton y Mu<sub>33</sub> = 3082 ton-m la cual proporciona el mayor esfuerzo a compresión. Además, se despreciará el aporte de Mu<sub>22</sub> pues tiene un valor muy pequeño comparado a Mu<sub>33</sub>. Para calcular el esfuerzo de compresión máximo en la fibra extrema se utiliza la siguiente ecuación:

$$\sigma_{c \text{ máx}} = \frac{Pu}{A} + \frac{M_{u3-3} \cdot x_c}{I_y} = \frac{738 \times 10^3}{26250} + \frac{(3082 \cdot 10^5) \times 375}{(15.409 \times 10^8)} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

Como el  $\sigma_{c\text{ máx}} > 0.2f'c = 42 \text{ kg/cm}^2$  entonces la placa debe contar con núcleos de confinamiento en sus extremos. Para dimensionar los núcleos confinados se considera que tienen un ancho igual el espesor de la placa y un peralte aproximado de 15% del largo de la placa. En este caso se consideró como núcleos las alas de los extremos de la placa y se optó por colocar un peralte de 75 cm (mínimo 30 cm según norma E.060) en cada núcleo (ver figura 8.3).

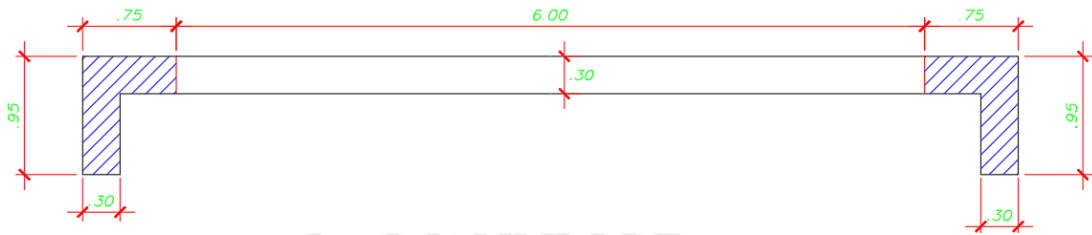


Figura 8.2. Elementos de borde confinados en la placa

### 8.3.2. Estimación de refuerzo vertical

Para estimar un área tentativa de refuerzo vertical en la placa se debe tener en cuenta que la cuantía mínima del refuerzo vertical repartido en el alma de una placa es de 0.0015. Para los núcleos confinados la norma no especifica una cuantía mínima, sin embargo, se considera la cuantía mínima para columnas igual a 1%.

Por lo tanto, para los núcleos confinados de la placa 2 se colocó una cuantía tentativa del 1% del área del núcleo ( $A_s = 0.01 \times 4200 = 42 \text{ cm}^2$ ) por lo que se colocó  $4\phi 1'' + 10\phi 3/4''$  que corresponde a una cuantía del 1.2%. Para el refuerzo vertical repartido en el alma se colocó  $2\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$  que corresponde a una cuantía de  $0.0024 > 0.0015$ .

### 8.3.3. Diagrama de interacción de diseño

Con el refuerzo vertical propuesto en la sección 8.3.2 se calcula el diagrama de interacción de diseño y se comprueba que las combinaciones de cargas se encuentran dentro del diagrama de interacción. De la tabla 8.3 se observa que los momentos M22 son muy pequeños comparados a los momentos M33, por tanto, solo se muestra el diagrama de interacción de diseño  $\phi P_n$  vs  $\phi M_{n33}$  el cual es que predomina para el diseño por flexo-compresión.

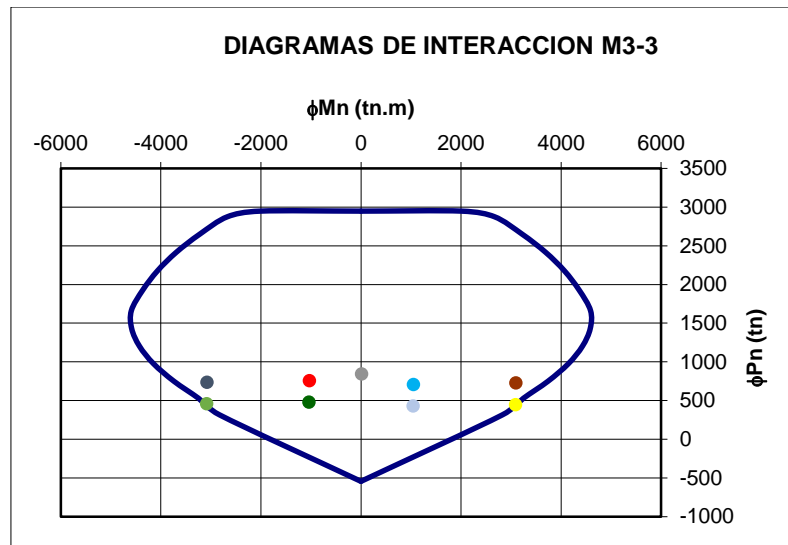


Figura 8.3. Diagrama de interacción M33 de placa 2 (primer piso)

Como se observa en la figura 8.4, los puntos correspondientes a cada combinación de carga están dentro del diagrama de interacción de diseño. Por lo tanto, se verifica que la disposición de refuerzo vertical elegida en los núcleos confinados y el repartido en el alma de la placa es correcta.

#### 8.4. Diseño por cortante

Se realiza el diseño por cortante buscando cumplir el Diseño por resistencia ( $\phi V_n \geq V_u$ ).

##### 8.4.1. Diseño del refuerzo por cortante

De acuerdo con la norma E.060, la resistencia al corte del concreto de la sección en una placa se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = \phi \cdot A_{cw} \cdot (\alpha \sqrt{f'_c})$$

Donde  $A_{cw}$  es el área de la sección de la placa que resiste cortante y  $\alpha$  depende de la relación  $h_w/l_w$  varía de acuerdo a la gráfica de la figura 8.5,  $l_w$  es la longitud total de muro y  $h_w$  es la altura total del muro.

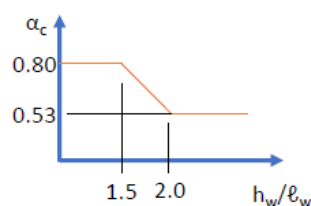


Figura 8.4. Valor de  $\alpha$  para cálculo de resistencia a cortante

En caso de que  $V_u > \phi V_c$ , se debe calcular el cortante que debe tomar el refuerzo horizontal  $V_s = V_u / \phi - V_c$ , con este valor se calcula la cuantía horizontal requerida  $\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \cdot f_y} \geq 0.0025$ .

Para el ejemplo propuesto, la placa 2 se tiene un  $A_{cw} = 750 \times 30 = 22500 \text{ cm}^2$ , una altura total  $h_w = 22.4 \text{ m}$  y un longitud de  $l_w = 7.5 \text{ m}$ . Entonces, se tiene que  $\frac{h_w}{l_w} = 2.99$  y, para este valor según la figura 8.5,  $\alpha = 0.53$ , por tanto, la resistencia al corte del concreto en la sección es la siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 \times 22500 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 147 \text{ ton}$$

En la tabla 8.5 se muestra las solicitaciones últimas de fuerza cortante  $V_u$  en la dirección 2-2 y 3-3 en la base de la placa para cada una de las combinaciones de cargas.

Tabla 8.5. Solicitaciones últimas utilizadas para el diseño por cortante

Combinación	Vu33 (ton)	Vu22 (ton)
1.4CM+1.7CV	9	1
0.9CM+SX	5	-246
0.9CM-SX	6	247
0.9CM+SY	-2	-80
0.9CM-SY	13	80
1.25(CM+CV)+SX	7	-246
1.25(CM+CV)-SX	9	247
1.25(CM+CV)+SY	0	-79
1.25(CM+CV)-SY	16	81

Se observa que ninguna de las fuerzas actuantes  $V_u$  es mayor a la resistencia nominal a cortante máxima  $\phi V_{n \text{ máx}} = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{210} \times (30 \times 750) = 720 \text{ ton}$ .

De la tabla 8.5 se toma el mayor valor de  $V_u = 247 \text{ ton}$ , entonces como  $V_u > \phi V_c$  se procede a calcular  $V_s$ :

$$V_s = \frac{247}{0.85} - \frac{147}{0.85} = 118 \text{ ton}$$

Para  $V_s = 118 \text{ ton}$ , la cuantía horizontal necesaria se calcula como  $\rho_h = \frac{118 \times 10^3}{22500 \times 4200} = 0.0012 < 0.0025$ , por tanto, se toma la cuantía mínima  $\rho_h = 0.0025$  la cual para

2 $\phi$ 1/2" le corresponde un espaciamiento  $s = \frac{2 \times 1.29}{0.0025 \times 100 \times 30} = 34 \text{ cm}$ .

#### 8.4.2. Diseño por capacidad (art. 21 E.060)

El artículo 21 de la norma E.060 señala que el cortante de diseño  $V_u$  debe ser igual a  $V_u = V_{ua} \times \frac{M_n}{M_{ua}}$  donde  $V_{ua}$  y  $M_{ua}$  son los provenientes del análisis y  $M_n$  es el momento nominal resistente del muro, además  $\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R$ . Esta disposición deberá cumplirse hasta una altura medida desde la base del muro no menor al mayor valor entre la longitud del muro  $l_m$ ,  $M_u/(4V_u)$  o la altura de los dos primeros pisos.

Para el caso de la placa 2, las cortantes y momentos últimos provenientes del análisis y las combinaciones máximas son  $V_{ua} = 247$  ton y  $M_{ua} = 3095$  ton-m. La fuerza axial  $P_u = 925$  ton al trazar una recta horizontal e intersectando al diagrama de interacción nominal se obtiene un  $M_n = 6000$  ton-m. Se verifica que la relación  $M_n/M_{ua} = 1.94$  es menor al coeficiente de reducción utilizado en el análisis sísmico  $R=6$ .

Se calcula la fuerza cortante de diseño  $V_{ud} = 247 \times \frac{6000}{3095} = 479$  ton, la cual no debe ser menor a  $\phi V_{nmáx} = 594$  ton (OK). Como  $V_u > \phi V_c$  se procede a calcular  $V_s = \frac{479}{0.85} - \frac{118}{0.85} = 425$  ton.

Para  $V_s = 425$  ton, la cuantía horizontal necesaria se calcula como  $\rho_h = \frac{425 \times 10^3}{22500 \times 4200} = 0.0045$ , la cual para  $2\phi 1/2''$  le corresponde un espaciamiento  $s = \frac{2 \times 1.29}{0.0045 \times 100 \times 30} = 19$  cm, el cual se debe mantener hasta una altura de 7.5 metros.

Por lo tanto, se decidió colocar como refuerzo horizontal  $2\phi 1/2''@15$ cm en la dirección X-X en los tres primeros pisos. Para el resto de niveles, como solicitaciones por cortante son menores se disminuyó el refuerzo vertical a  $2\phi 3/8''@25$ cm.

#### 8.4.3. Refuerzo transversal en núcleos confinados

Para los núcleos confinados la norma E.060 indica que se debe utilizar estribos cerrados de  $3/8''$  cuyo espaciamiento no debe ser menor a 10 veces la barra confinada de menor diámetro ( $10 \times 2.54 = 25.4$  cm), la menor dimensión de la sección (30 cm) o 25 cm. Para nuestro caso predomina el criterio de 25 cm, por tanto, para los núcleos confinados de la placa 2 se colocó tres estribos de  $\phi 3/8''@25$  cm en cada extremo de todos los pisos.

Finalmente, luego de realizar el diseño por flexo-compresión y por cortante se muestra el refuerzo vertical y horizontal instalado en la placa 2 (figura 8.6).

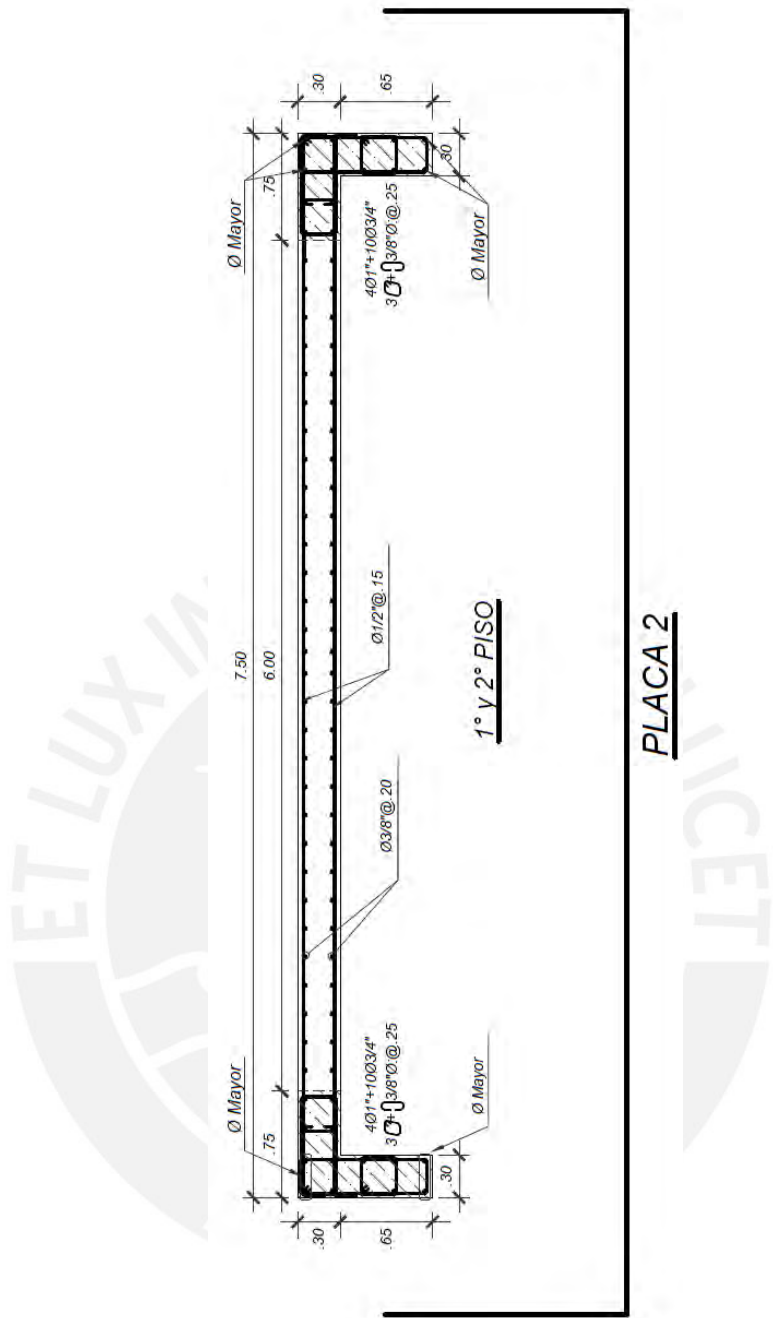


Figura 8.5. Refuerzo final instalad en placa 2



## 9. Diseño de la cimentación

Las cimentaciones son elementos estructurales ubicados en la base de la estructura encargados de transmitir las cargas provenientes de los elementos verticales (columnas y muros) hacia el terreno de manera se generen presiones menores a la capacidad admisible del suelo.

### 9.1. Características del suelo de cimentación

El presente proyecto se encuentra ubicado sobre un suelo rígido (tipo S1 según la norma E.030) con una capacidad portante de  $4 \text{ kg/cm}^2$ . La profundidad de cimentación es de 1.5 metros y se estima el peso del suelo para efectos de cálculo como  $2.0 \text{ ton/m}^3$ .

De acuerdo a las condiciones mencionadas la cimentación del edificio está compuesta por cimentaciones superficiales del tipo zapatas aisladas, zapatas conectadas con vigas de cimentación, zapatas combinada y cimientos corridos.

### 9.2. Procedimiento de diseño de cimentaciones

El dimensionamiento de cada cimentación se realizó bajo cargas de gravedad y de sismo en condiciones de servicio y se verificó que los esfuerzos actuantes no excedan al esfuerzo admisible del suelo. El diseño estructural se realizó con las combinaciones de diseño de la norma E.060 y se diseñó la cimentación por punzonamiento, cortante y flexión.

### 9.3. Ejemplo de diseño de una zapata aislada

Se diseñó la zapata Z-5 que soporta la columna C-4 de  $40 \times 80 \text{ cm}$  ubicada entre los ejes C y 2. Las fuerzas y momentos flectores fueron calculados de acuerdo al siguiente sistema de referencia.

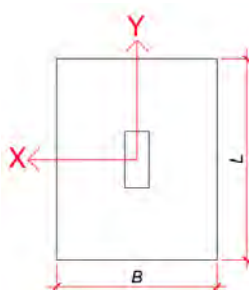


Figura 9.1 Ejes de referencia utilizados para el cálculo de momentos

Según el artículo 15.2.5 de la norma E.060 las acciones sísmicas provenientes del análisis se pueden reducir al 80% para verificar las presiones en el suelo. En la tabla

9.1 se muestra los valores de la carga axial y momentos flectores provenientes de la base de la columna (las solicitaciones sísmicas se redujeron al 80%).

Tabla 9.1. Cargas aplicadas sobre zapata Z-5

Cargas en servicio	P(ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	184	-0.05	0.81
CV	74	0	0.30
SX	9.6	-2.7	-1.70
SY	1.9	-1.31	-7.5

### 9.3.1. Dimensionamiento

Se consideró la carga axial debido a cargas de gravedad en servicio aumentándole un 5% debido al peso propio de la zapata y el suelo.

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05 \times (184 + 74)}{40} = 6.77 \text{ m}^2$$

Como es una zapata con la columna centrada se buscó tener volados iguales en ambas direcciones, por tanto, se optó por una zapata de 2.50 x 2.90 m ( $A_{zap} = 7.25 \text{ m}^2$ ) con volados iguales de 1.05 metros.

### 9.3.2. Verificación de esfuerzos

Para determinar las reacciones del suelo se asumió que la cimentación es rígida y que el suelo es homogéneo, elástico y aislado del suelo circundante (Harmsen, 2002). Esto conlleva que la distribución de presiones sea lineal y se calcule con la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{LB^2} < \sigma_{adm}$$

En el cálculo de presiones entre la zapata y el suelo no deberán existir tracciones. Si los esfuerzos supera la presión admisible del suelo se debe aumentar las dimensiones de la zapata. Para el caso en que se consideren las acciones sísmicas la norma E.060 permite aumentar la presión admisible en un 30% ( $5.2 \text{ kg/cm}^2$ ).

En la tabla 9.2 se presenta las presiones mínimas y máximas transmitidas al terreno para los casos de carga de gravedad, gravedad + sismo en X y gravedad + sismo en Y.

Tabla 9.2. Esfuerzos máximos y mínimos transmitidos al suelo de zapata Z-5

		CM+CV	CM+CV +SX	CM+CV- SX	CM+CV +SY	CM+CV- SY
$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\frac{P}{A} + \frac{6M_x}{BL^2} + \frac{6M_y}{LB}$	38.81	36.59	41.03	38.95	38.78
$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\frac{P}{A} - \frac{6M_x}{BL^2} - \frac{6M_y}{LB}$	38.21	40.95	35.46	40.70	35.60

Se observa que todas las presiones por gravedad son menores a la presión admisible del suelo  $\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$  y las presiones de gravedad con sismo son menores a  $1.3\sigma_{adm} = 52 \text{ ton/m}^2$ , por tanto, se verifica que las dimensiones elegidas de 2.50 x 2.90m para la zapata Z-5 son adecuadas.

### Esfuerzos últimos:

Tabla 9.3. Combinaciones de diseño para diseño de zapata Z-5

Combinación	$\sigma_u$ (ton/m <sup>2</sup> )
1.4 CM + 1.7 CV	53.26
1.25 (CM+CV) + SX	48.60
1.25 (CM+CV) + SY	45.63

Se toma el mayor de todas las combinaciones, por lo tanto:  $\sigma_u = 53.26 \text{ ton/m}^2$ .

### 9.3.4. Diseño por punzonamiento

Los valores de “Vu” y “ $\phi V_c$ ” se calculan en la sección crítica ubicada a “d/2” de la cara de columna (Fig. 9.2).

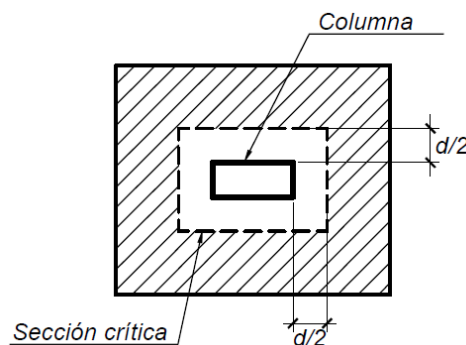


Figura 9.2. Sección crítica para el diseño por punzonamiento

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

donde  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica.

$$V_u = \sigma_u \times (A_{total} - A_o)$$

donde  $A_o$  es el área de la sección crítica.

Suponiendo un peralte de  $h = 70$  cm tiene un peralte efectivo  $d \approx 70 - 10 = 60$  cm.

$$A_o = (0.4 + 0.6) \times (0.8 + 0.6) = 1.40 \text{ m}^2$$

$$V_u = 52.51 \times (2.5 \times 2.9 - 1.40) = 312 \text{ ton}$$

$$b_o = 2 \times (0.4 + 0.6) + 2 \times (0.8 + 0.6) = 4.8 \text{ m}$$

$$\phi V_c = (0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 480 \times 60) \cdot 10^{-3} = 390 \text{ ton}$$

Como  $V_u < \phi V_c$  se verifica por punzonamiento que el peralte de la zapata de 70 cm es adecuado.

### 9.3.5. Diseño por cortante

El cortante último " $V_u$ " se calcula en una sección ubicada a " $d$ " de la cara de columna (Fig. 9.3).

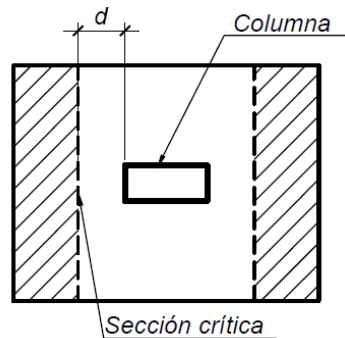


Figura 9.3. Sección crítica para el diseño por corte

$$V_u = \sigma_u \cdot B \times (l - d)$$

$$V_u = 53.26 \times 1 \times (1.05 - 0.6) = 24 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = (0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 60) \cdot 10^{-3} = 39 \text{ ton}$$

Como  $V_u < \phi V_c$  se verifica por corte que el peralte de la zapata de 70 cm es adecuado.

### 9.3.6. Diseño por flexión

El diseño por flexión se realiza en las secciones ubicadas en la cara de la columna (Figura 9.4) para cada dirección y considerando como si fueran vigas en voladizo.

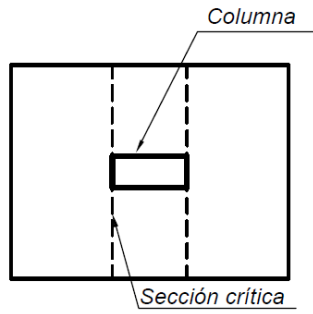


Figura 9.4. Sección crítica para el diseño por corte

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot l^2}{2}$$

Acero mínimo (E.060):  $A_{s\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.6 \text{ cm}^2$

Considerando un volado  $l = 1.05 \text{ m}$  de longitud se calcula el momento máximo:

$$M_u = \frac{53.26 \times 1.00 \times 1.05^2}{2} = 29.36 \text{ ton} - \text{m}$$

Considerando  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  se realiza el diseño por flexión:

Tabla 9.4. Diseño por flexión de zapata Z-6

$M_u$ (ton-m)	$b_w$ (cm)	$d$ (cm)	$A_s$ mín (cm <sup>2</sup> )	$a$ (cm)	$A_s$ diseño (cm <sup>2</sup> )	$\Phi$ instalado
29.36	100	80	12.60	14.01	13.29	$\Phi 3/4'' @ .20\text{m}$

Por lo tanto, se coloca refuerzo un refuerzo longitudinal inferior de  $\phi 3/4'' @ 20 \text{ cm}$  en ambas direcciones. El diseño final de la zapata se muestra en la figura 9.5.

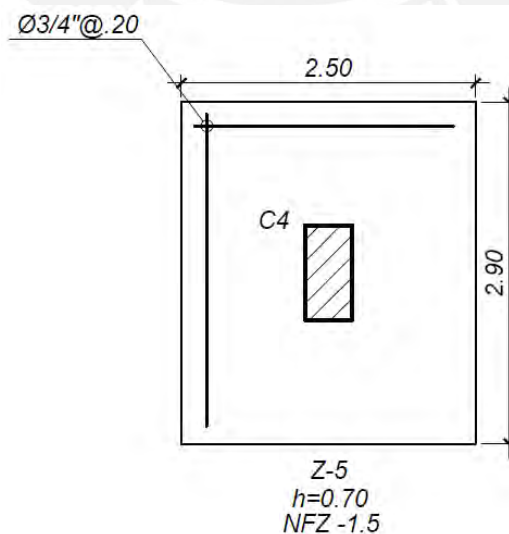


Figura 9.5 Diseño final del acero en la zapata Z-5

## 9.4. Ejemplo de diseño de una zapata de placa

Se diseñará la zapata Z-6 que soporta a la placa 2 ubicada en el eje C cuyas cargas en la base son las siguientes:

Tabla 9.5. Cargas aplicadas en zapata Z-6

Cargas en servicio	P(ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	573	0.4	3.5
CV	170	4.8	-0.5
SX	5.8	-2471	2.5
SY	23.4	-830	-25

A diferencia del ejemplo visto en 9.3 se observa que los momentos flectores debido a sismo son mucho más importantes.

### 9.4.1. Dimensionamiento

$$A_{req} = \frac{1.05 \times (573 + 170)}{0.9 \times 40} = 21.67 \text{ m}^2$$

Se optó por una zapata de 10.5 x 3.5 metros ( $A=36.75 \text{ m}^2$ ) con volados en ambas direcciones de 1.55 metros.

### 9.4.2. Verificación de esfuerzos

Tabla 9.6. Presiones mínimas y máximas transmitidas al suelo de zapata Z-6

		CM+CV	CM+CV +SX	CM+CV- SX	CM+CV +SY	CM+CV- SY
$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\frac{P}{A} + \frac{6M_x}{BL^2} + \frac{6M_y}{LB^2}$	23.18	61.85	-15.17	9.61	38.75
$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\frac{P}{A} - \frac{6M_x}{BL^2} - \frac{6M_y}{LB^2}$	23.57	-14.85	61.66	38.16	8.98

De la tabla 9.6 se observa que para los casos de carga de CM+CV±SX se tienen esfuerzos negativos, como se debe evitar tracciones en el suelo se redistribuye el esfuerzo aplicando la ecuación de Meyerhoff:

$$e_y = \frac{M_y}{P} = \frac{2474}{864} = 2.86 \text{ m}; \quad e_x = \frac{M_x}{P} = \frac{7.70}{864} = 0.01 \text{ m}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{(B - 2e_x)(L - 2e_y)} = \frac{864}{(3.5 - 2 \cdot 0.01)(10.5 - 2 \cdot 2.86)} = 51.94 \text{ ton/m}^2$$

Como  $\sigma_{m\acute{a}x} < 1.3\sigma_{adm} = 52 \text{ ton/m}^2$  se verifica que las dimensiones elegidas para la zapata Z-6 de 10.5 x 3.5m son adecuadas.

## Esfuerzos últimos:

Tabla 9.7. Combinaciones de diseño de zapata Z-6

Combinación	$\sigma_u$ (ton/m <sup>2</sup> )
1.4CM + 1.7 CV	29.90
1.25 (CM+CV) +SX	60.70
1.25 (CM+CV) +SY	41.99

Se toma el mayor valor de todas las combinaciones, por lo tanto:  $\sigma_u = 60.70 \text{ ton/m}^2$ .

### 9.4.4. Diseño por cortante

Considerando el volador mayor de 1.60 m de longitud se realiza el diseño por cortante:

Tabla 9.8. Diseño por cortante de zapata Z-6

$b_w$ (m)	d (cm)	Volado (m)	$V_u$ (ton)	$\Phi V_c$ (ton)
1.00	80	1.60	42	52

Como  $V_u < \Phi V_c$  se verifica por corte que el peralte de la zapata de 90 cm es adecuado.

### 9.4.5. Diseño por flexión

Considerando el volado mayor de 1.60 m de longitud se calcula  $M_u$  y se realiza el diseño por flexión:

$$M_u = \frac{60.70 \times 1.00 \times 1.60^2}{2} = 77.70 \text{ ton} - m$$

Tabla 9.9. Diseño por flexión de zapata Z-6

$M_u$ (ton-m)	$b_w$ (cm)	d (cm)	$A_s$ mín (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	$A_s$ diseño (cm <sup>2</sup> )	$\Phi$ instalado
77.70	100	80	14.40	14.01	26.74	$\phi 1'' @ .20m$

Por lo tanto, se colocó refuerzo longitudinal inferior de  $\phi 1'' @ 20$  cm en ambas direcciones. El diseño final de la zapata se muestra en la figura 9.6.

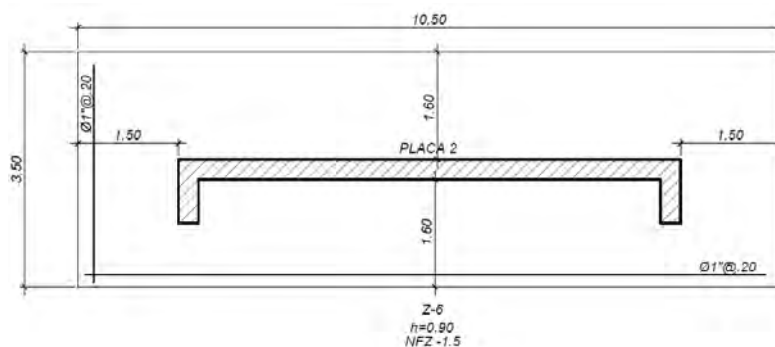


Figura 9.6. Diseño final de zapata Z-6

## 9.5. Ejemplo de diseño de una zapata excéntrica

Debido a la presencia de edificaciones vecinas en los laterales del edificio se optó por emplear zapatas con columnas excéntricas conectadas con viga de cimentación la cual tomará el momento causado por la excentricidad de la columna. A manera de ejemplo se diseñará las zapatas Z-1 y Z-2 ubicadas entre los ejes D y 5.

Tabla 9.10. Cargas en la base de columna de zapata exterior Z-1

Cargas en servicio	P(ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	82	-0.3	3.4
CV	20	0.0	0.6
SX	9.8	-1.1	-0.95
SY	21.1	-0.8	-4.0

Tabla 9.11. Cargas en la base de columna de zapata exterior Z-2

Cargas en servicio	P(ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	153	-0.2	1.7
CV	54	-0.1	1.0
SX	6.5	-1.0	-0.6
SY	10.1	-0.7	-2.8

### 9.5.1. Dimensionamiento y verificación de esfuerzos en el suelo

En la figura 9.7 se muestra el esquema de referencia seguido para el diseño de la cimentación compuesta de dos zapatas conectadas por una viga de cimentación.

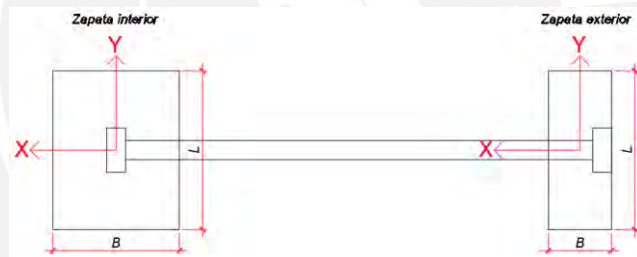


Figura 9.7. Esquema de referencia para diseño de zapata conectada

Para calcular los esfuerzos en las zapatas se utilizó un modelo simplificado como el mostrado en la figura 9.8 asumiendo que la viga está apoyada en el centro de cada zapata.

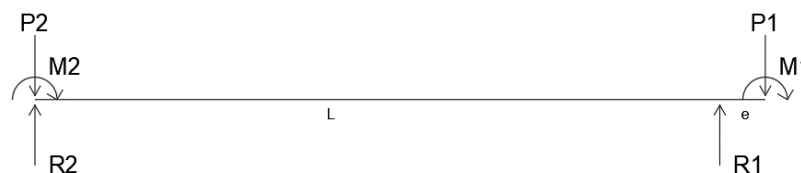


Figura 9.8. Modelo simplificado de análisis para zapatas conectadas

Considerando solo cargas de gravedad y resolviendo modelo simplificado se obtuvo las reacciones en la zapata R1 y R2 con los cuales se eligió tentativamente las dimensiones de cada zapata (tabla 9.13).



Tabla 9.12. Dimensionamiento de zapata exterior e interior

	Zapata ext.	Zapata int.
<b>R (ton)</b>	R1= 110.6	R2= 198.1
<b>Arequerida (m<sup>2</sup>)</b>	2.68	5.20
<b>Dimensiones (m)</b>	1.20 x 2.60	2.10 x 2.50
<b>Volado X-X (m)</b>	0.90	1.05
<b>Volado Y-Y (m)</b>	0.90	0.90
<b>Excentricidad (m)</b>	0.45	No presenta

En la tabla 9.14 se presenta los esfuerzos mínimos y máximos calculados para cada combinación de cargas en servicio.

Tabla 9.13. Verificación de presiones transmitidas al suelo (ton/m<sup>2</sup>)

		CG	CM+CV+ SX	CM+CV- SX	CM+CV+ SY	CM+CV- SY
<b>Zapata exterior</b>	$\frac{R1}{A} + \frac{6(M1x)}{BL^2} + \frac{6(M1y)}{LB^2}$	36.96	38.86	34.59	42.3	31.62
	$\frac{R1}{A} - \frac{6(M1x)}{BL^2} - \frac{6(M1y)}{LB^2}$	37.45	40.59	33.84	43.65	31.25
<b>Zapata interior</b>	$\frac{R2}{A} + \frac{6(M2x)}{BL^2} + \frac{6(M2y)}{LB^2}$	39.46	40.39	38.82	41.13	37.8
	$\frac{R2}{A} - \frac{6(M2x)}{BL^2} - \frac{6(M2y)}{LB^2}$	39.79	41.65	38.25	42.08	37.51

Como ningún esfuerzo por gravedad es mayor a 40 kg/m<sup>2</sup> y ningún esfuerzo de gravedad con sismo es mayor a 52 ton/m<sup>2</sup> se verifica que las dimensiones elegidas para ambas zapatas son correctas.

### Esfuerzos últimos:

Tabla 9.14. Esfuerzos últimos de zapatas conectadas (ton/m<sup>2</sup>)

	Zapata exterior	Zapata interior
1.4CM + 1.7 CV	56.17	59.69
1.25 (CM+CV) + SX	50.73	52.02
1.25 (CM+CV) + SY	54.56	52.60
<b>Comb. crítica</b>	<b>56.17</b>	<b>59.69</b>

### 9.5.2. Diseño por punzonamiento

Tabla 9.15. Diseño por punzonamiento de zapatas conectadas

	Zapata exterior	Zapata interior
<b>Peralte h (cm)</b>	0.8	0.6
<b>d (cm)</b>	0.7	0.5
<b>b<sub>o</sub> (m)</b>	2.5	4
<b>ϕV<sub>c</sub> (ton)</b>	229	261
<b>V<sub>u</sub> (ton)</b>	131	256

Como  $V_u < \phi V_c$  se verifica por punzonamiento que los peraltes propuestos para las zapatas son correctos.

### 9.5.3. Diseño por cortante

Tabla 9.16. Diseño por cortante de zapatas conectadas

	Zapata exterior	Zapata interior
<b>Peralte h (cm)</b>	0.8	0.6
<b>d (cm)</b>	0.7	0.5
<b>Volado (m)</b>	1.05	0.9
<b>A<sub>o</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	0.78	0.96
<b>ϕV<sub>c</sub> (ton)</b>	46	33
<b>V<sub>u</sub> (ton)</b>	20	24

Como  $V_u < \phi V_c$  se verifica por cortante que los peraltes propuestos para las zapatas son correctos.

### 9.5.4. Diseño por flexión

Tabla 9.17. Diseño por flexión de zapatas conectadas

	Zapata exterior	Zapata interior
<b>Peralte h (cm)</b>	0.8	0.6
<b>Peralte ef. d (cm)</b>	0.7	0.5
<b>Volado (m)</b>	1.05	0.9
<b>M<sub>u</sub> (ton-m)</b>	31	24
<b>A<sub>s</sub><sub>mín</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	14.4	10.8
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	14.05	24
<b>ϕinst</b>	ϕ3/4"@0.20	ϕ3/4"@0.175

En la figura 9.9 se presenta el diseño final de las zapatas conectadas (exterior e interior).

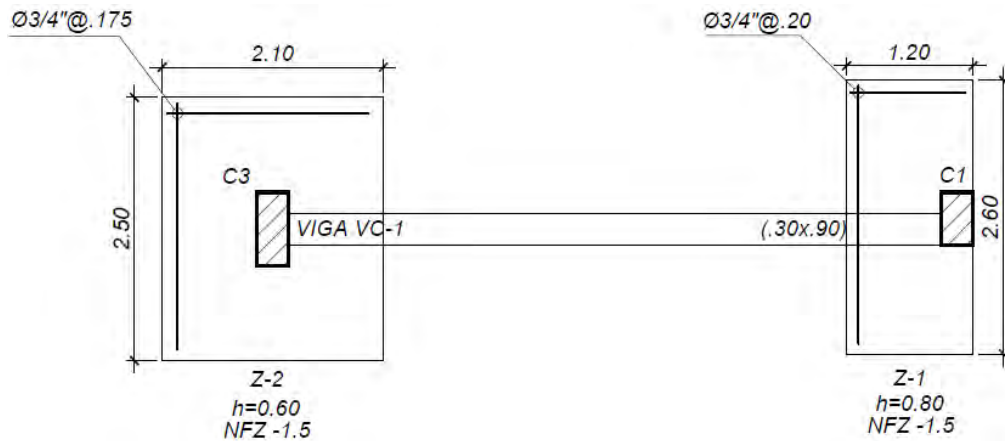


Figura 9.9. Diseño final de zapatas conectadas

### 9.5.6. Diseño de viga de cimentación

Para diseñar la viga de cimentación se resuelve el modelo simplificado considerando cada una de las combinaciones de cargas. En las figuras 9.10 y 9.11 se muestra la envolvente de los DMF y DFC de las combinaciones de carga y sus valores máximos.

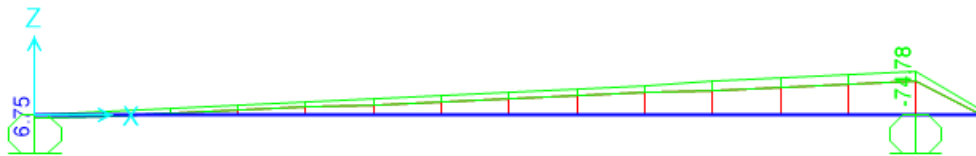


Figura 9.10. DMF ( $M_u$ ) de viga de cimentación VC-1 (ton-m)

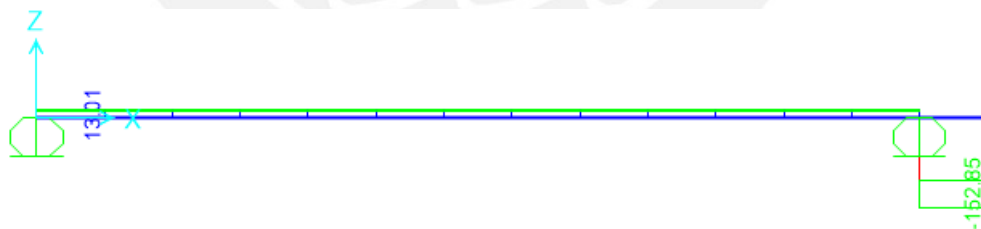


Figura 9.11. DFC ( $V_u$ ) de viga de cimentación VC-1 (ton)

Para el diseño por cortante y flexión se tomará los valores máximos de las envolventes. Se opta tentativamente por un ancho de 40 cm y un peralte de aprox.  $L/7 = 1$  metro.

### 3.5.2. Diseño por cortante

Considerando un peralte efectivo  $d \approx 100 - 10 = 90$  cm se tiene:

Tabla 9.18. Diseño por cortante de viga de cimentación VC-1

$b_w$ (cm)	$d$ (cm)	$\Phi V_c$ (ton)	$V_u$ (ton)
40	90	52	13.01

Como  $V_u < \Phi V_c$  se debe colocar estribos mínimos espaciados como máximo a  $d/2 = 0.40$  m, por tanto, se coloca estribos cerrados  $\phi 3/8''$ : 1@10, resto@25 cm en ambos extremos.

### 3.5.3 Diseño por flexión

Considerando  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ ,  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ , ancho  $b=40$  cm y peralte efectivo  $d=100 - 10 = 90\text{cm}$  se realiza el diseño por flexión.

Tabla 9.19. Diseño por flexión de viga de cimentación VC-1

$A_{s\text{mín}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s\text{máx}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$M_u$ (ton-m)	$b_w$ (cm)	$d$ (cm)	$a$ (cm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\Phi_{\text{inst}}$	$A_{s\text{ inst}}$ ( $\text{cm}^2$ )
8.71	57.38	74.75	40	90	14.01	28.02	$6\phi 1''$	30.6

Se colocó  $6\phi 1''$  ( $A_s= 30.6\text{ cm}^2$ ), corriéndose en la parte superior e inferior  $3\phi 1''$  y completando con bastones superiores en la zona de máximo momento negativo. Finalmente, en la figura 9.12 se muestra el diseño final de la viga de cimentación VC-1.

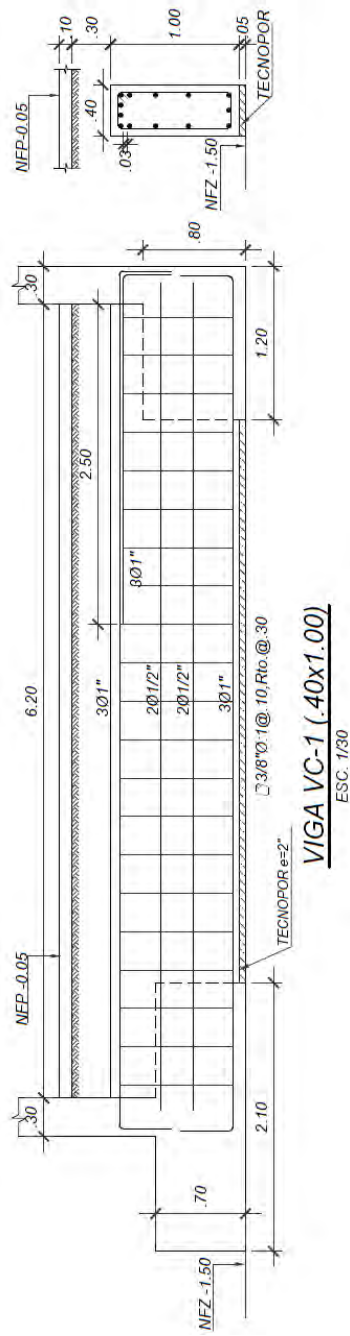


Figura 9.12. Diseño final de viga de cimentación VC-1

## 10. Diseño de escaleras

Las escaleras se consideran como losas macizas inclinadas que trabajan en una dirección, apoyadas sobre muros (placas de concreto o muros de albañilería), vigas u otras losas macizas.

La escalera está formada por pasos, contrapasos y una garganta la cual se considera como el espesor de la losa maciza para fines de diseño. De acuerdo a la arquitectura existente, la escalera principal tiene pasos de 27.5 cm y contrapasos de 18 cm. Como se tienen luces menores a 4.5 m, el espesor de la garganta se proyecta de 15 cm.

### 10.1. Metrado de cargas

La carga muerta considera el peso propio de la escalera y el piso terminado. La carga viva considera una sobrecarga de 400 kg/m<sup>2</sup> según la norma E.020. Para calcular el peso propio de la escalera en el tramo inclinado se considera tanto el peso de la garganta como el peso de los pasos y contrapasos y considerando la siguiente

ecuación:  $PP = 2.4 \times \left( \frac{c_p}{2} + g \times \sqrt{1 + \left( \frac{c_p}{p} \right)^2} \right)$  donde “cp” es la altura de contrapaso, “p” es el ancho del paso y “g” es el espesor de la garganta. Considerando un ancho de 1.2 m se tiene el siguiente metrado de cargas:

Tramo recto:  $PP_1 = 2.4 \times 0.15 \times 1.2 = 0.432 \text{ ton/m}$

Tramo inclinado:  $PP_2 = 2.4 \times \left( \frac{0.18}{2} + 0.15 \times \sqrt{1 + \left( \frac{0.18}{0.275} \right)^2} \right) \times 1.2 = 0.776 \text{ ton/m}$

Tabla 10.1. Metrado de carga de escalera típica (ton/m)

		Tramo recto	Tramo inclinado
CM	Peso propio	0.432	0.776
	Piso terminado	0.12	0.12
CV	Sobrecarga	0.48	0.48
CU	1.4CM +1.7 CV	1.59	2.07

### 10.2. Análisis estructural

Como la losa trabaja en una dirección se modela conservadoramente como una viga simplemente apoyada, en este caso, en placas. En la figura 10.1 se muestra el modelo utilizado para un tramo típico de la escalera en el programa SAP2000.

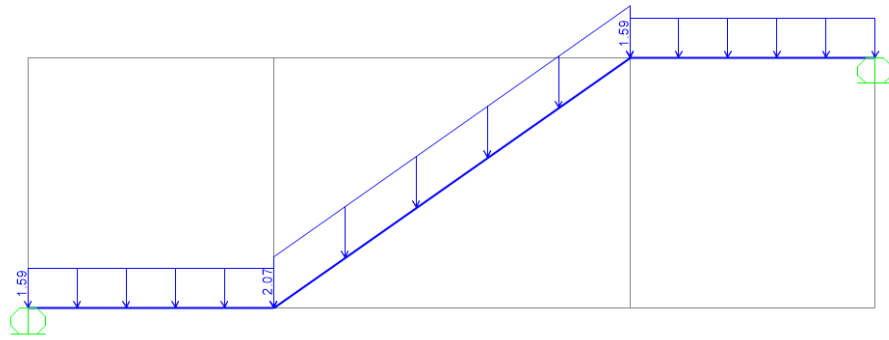


Figura 10.1 Modelo estructural de escalera en programa SAP 2000 (ton/m)

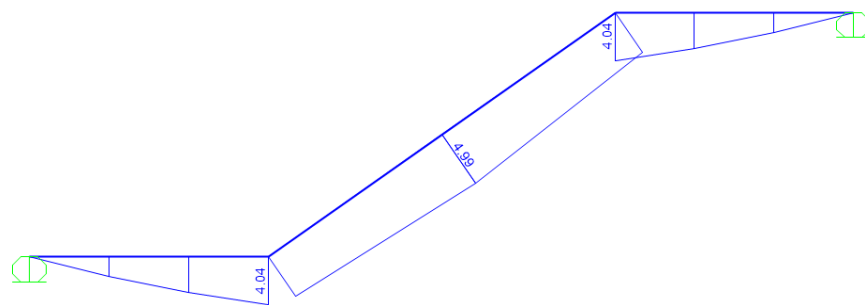


Figura 10.2. DMF de tramo típico de escalera (ton-m)

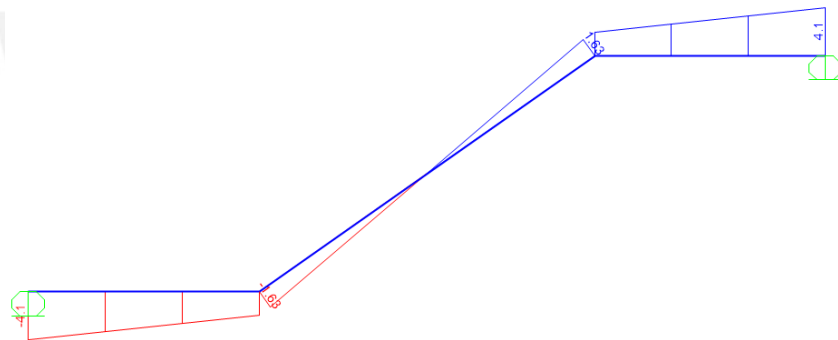


Figura 10.3. DFC de tramo típico de escalera (ton)

### 10.3. Diseño por flexión

Considerando  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ , un ancho  $b_w= 1.2\text{m}$  y un peralte efectivo  $d= 15-3=12 \text{ cm}$  se realiza el diseño por flexión.

Tabla 10.2. Diseño por flexión de tramo típico de escalera

$M_u$ (ton-m)	$b_w$ (m)	$d$ (cm)	$a$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_{\text{instalado}}$	$A_s$ colocado (cm <sup>2</sup> )
4.99	1.2	12	2.4	12.22	10 $\phi$ 1/2"	12.90
3.04	1.2	12	1.9	9.67	8 $\phi$ 1/2"	10.32

El refuerzo transversal se calcula de acuerdo a la cuantía mínima para losas macizas:  
 $A_{S_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$ , por tanto, se coloca  $\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$  como refuerzo transversal.

#### 10.4. Diseño por cortante

Resistencia al corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 120 \times 12 = 9.40 \text{ ton}$$

En este caso se tiene un cortante último  $V_u = 4.10 \text{ ton}$ . Se cumple  $V_u < \phi V_c$ , por tanto, se verifica que el espesor de 15 cm de la garganta cumple con el diseño por cortante.

En la figura 10.4 se muestra la disposición final del refuerzo del tramo típico de la escalera estudiado.

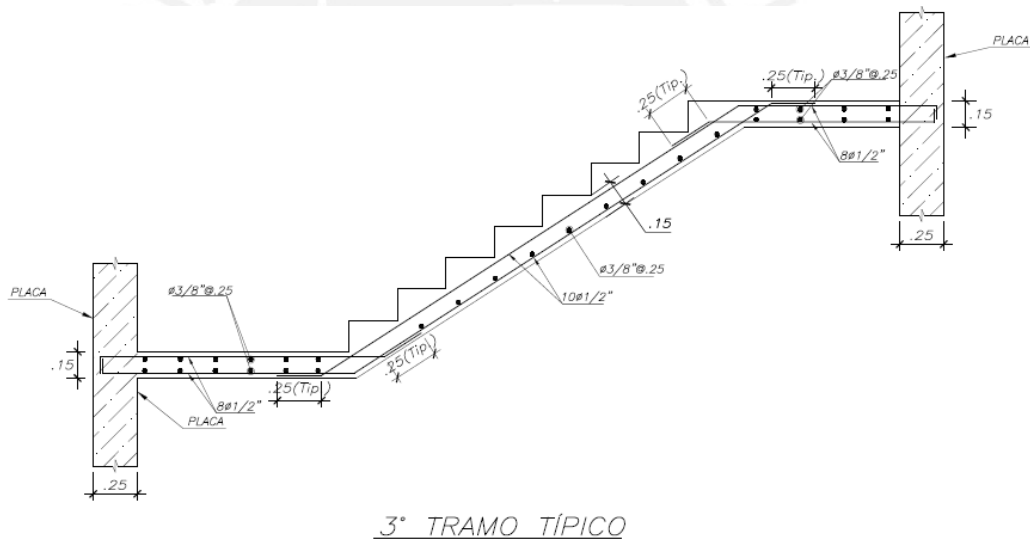


Figura 10.4. Diseño final de tramo típico de escalera



## 11. Conclusiones

- Las dimensiones obtenidas en la etapa de predimensionamiento de las losas, vigas y columnas fueron adecuadas pues en la etapa de diseño las cuantías de los refuerzos resultaron aceptables y dentro de los límites permisibles de la norma. Por ejemplo, si la sección de una columna hubiera estado sobredimensionada la cuantía de acero necesaria resultaría muy baja y predominaría la cuantía mínima de 1% la norma E.060.
- Se verificó a través del análisis sísmico que el criterio de esfuerzo admisible de  $15 \text{ kg/cm}^2$  utilizado en el predimensionamiento de placas proporciona una buena estimación del área de placas necesaria para cumplir con las derivas permisibles de la norma E.030.
- La estructuración planteada proporciona una gran rigidez lateral en las dos direcciones pues, del análisis sísmico, se obtuvieron una deriva máxima de 0.004 en la dirección X y 0.003 en la dirección Y, las cuales son mucho menores a la deriva máxima permisible de 0.007 establecida por la norma E.030.
- Del análisis sísmico se obtuvo una excentricidad natural (distancia entre el CR y el CM) de 0.89 m en la dirección X y de 0.13 m en la Y. Esto era de esperarse pues la distribución de las placas en planta provoca que el centro de rigidez esté más distanciado del CM en la dirección X.
- La estructura es regular tanto en planta como en altura de acuerdo con lo establecido en la norma E.030. Se hizo especial énfasis en verificar la irregularidad torsional debido a la excentricidad existente del CM con respecto al CR en la dirección X. La mayor relación entre el máximo desplazamiento de un extremo y el desplazamiento relativo promedio de entrepisos resultó de 1.26 la cual es menor al límite de la norma.
- El periodo fundamental de la estructura obtenida del análisis dinámico es de 0.53 seg. en la dirección X y de 0.41 seg. en Y, lo cual va de acorde a que se tiene una menor rigidez en la dirección X debido a la menor densidad de muros existentes en esta dirección.
- Los porcentajes de masa participante que resultaron de los análisis en “Tres Grados de Libertad” y “Traslación Pura” en la dirección X son prácticamente iguales mientras que en la dirección Y varían de 72% a 49%. Esta variación

del periodo en Y ocurre por la excentricidad del Centro de Rigidez en la dirección X. Además, se comprueba que la excentricidad accidental del 5% exigida por la norma aumenta la excentricidad en X y también, consecuentemente, los resultados de irregularidad torsional respecto al eje Y, sin embargo, estos se encuentran dentro de los límites permisibles.

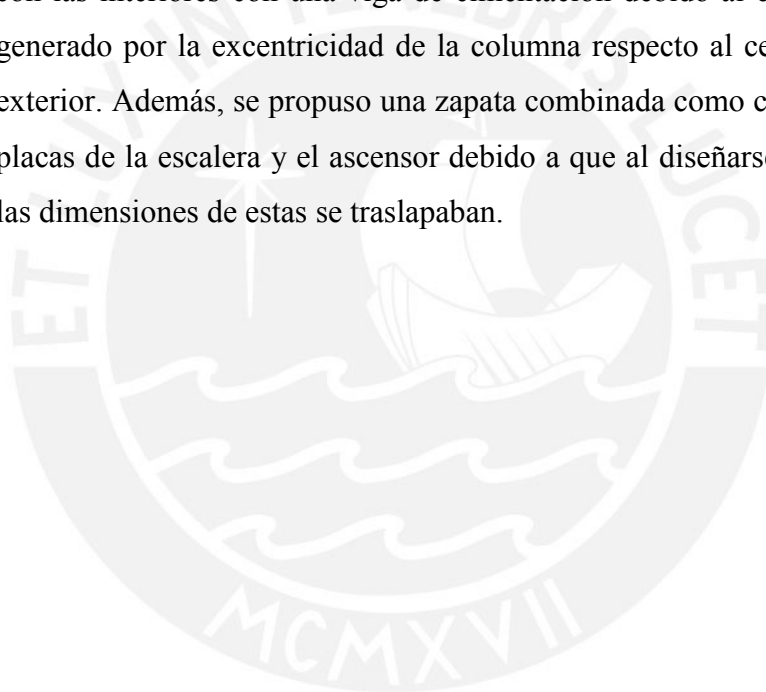
- Las fuerzas cortantes basales obtenidas a partir del análisis dinámico en ambas direcciones fueron menores a las obtenidas del análisis estático. Por lo tanto, para el diseño estructural fue necesario amplificar las solicitaciones sísmicas en 1.09 para el sismo en la dirección X y en 1.35 para el sismo en la dirección Y para así tener como mínimo el 80% del cortante basal estático en ambas direcciones.
- Las longitudes de corte utilizadas en esta tesis para elementos en flexión como losas y vigas son confiables para sobrecargas normales del orden de 300 kg/m<sup>2</sup>. Para losas con alta densidad de tabiques o en volados se debe calcular manualmente las longitudes de corte pues normalmente se requiere mayores longitudes.

## **12. Comentarios y recomendaciones**

- La arquitectura puede limitar la colocación de elementos sismorresistentes como columnas o placas. Para casos donde no se pueda contar con suficiente densidad de placas en una dirección se puede compensar con la formación de pórticos de columnas y vigas que estén conectados con las placas existentes.
- Los resultados del análisis realizado en programas de diseño como SAP2000 o ETABS son muy cercanos a los calculados manualmente y permiten un ahorro de tiempo en el cálculo de estructuras complejas como edificios a través de cálculos iterativos.
- En los tramos de losas aligeradas donde existen tabiques o de luces mayores a 7 m el peralte de 25 cm resultó insuficiente para el diseño por fuerzas corte y se hizo necesario emplear ensanches alternados para aumentar la sección de corte.
- Para el diseño de los elementos sometidos a flexión como losas y vigas, además del Diseño por Resistencia se verificó que los elementos no excedan los Estados Límites de Servicio como son la fisuración y las deflexiones. Para

controlar las deflexiones se colocó, en algunos casos, mayor acero que el requerido y en otros se colocó una contra-flecha para así tener una deflexión menor a la máxima permitida por la norma E.060.

- El diseño de los principales elementos estructurales (vigas, columnas y placas) se realizó asegurando que se tenga una falla por flexión (falla dúctil) antes que una falla por corte (falla frágil). Para ello, se siguió las disposiciones especiales del artículo 21 de la norma E.060 para elementos con solicitaciones sísmicas los cuales incluyen el diseño por capacidad y las zonas de confinamiento con un espaciado específico del refuerzo transversal.
- Durante el diseño cimentación se hizo necesario conectar las zapatas exteriores con las interiores con una viga de cimentación debido al esfuerzo adicional generado por la excentricidad de la columna respecto al centro de la zapata exterior. Además, se propuso una zapata combinada como cimentación de las placas de la escalera y el ascensor debido a que al diseñarse zapatas aisladas las dimensiones de estas se traslapaban.



### **13. Bibliografía**

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 – Diseño Sismorresistente. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2016.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 – Cargas. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 – Concreto Armado. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2009.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.070 – Albañilería. Reglamento Nacional de edificaciones. SENCICO, 2006

BLANCO, A. (1997) – Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Segunda edición. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

OTTAZZI, G. (2016) – Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial

MUÑOZ, J. – Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica, PUCP, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.

MORALES, R. – Diseño en Concreto Armado. Fondo Editorial ICG, 2006-

BARTOLOMÉ, A. – Análisis de Edificios. Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial. Lima, 1998.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318RS-14), ACI, Farmington Hills 2014.