

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS Y
UNA AZOTEA**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Iparraguirre Salvador, Christian Orlando

ASESOR:

Acero Martinez, Jose Alberto

Lima, mayo del 2021

Resumen

El presente trabajo de tesis consiste en realizar el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 7 pisos y una azotea ubicado en el distrito de Miraflores con un área de piso típico igual a 360 m² aproximadamente; usando como base o punto de partida un plano de arquitectura ya definido que consta de 15 departamentos: 12 flats y 3 dúplex.

Tanto el diseño como el análisis estructural se realizó considerando las diversas normas del reglamento nacional de edificaciones (E.020, E.030, E.050 y E.060).

Se elaboró un modelo pseudotridimensional basado en diafragmas rígidos de todos los elementos en ETABS, con la finalidad de realizar un óptimo análisis estructural por cargas de gravedad y sísmicas. Los resultados de dicho análisis muestran que el edificio tiene un sistema estructural del tipo muros, es regular y que las derivas en ambas direcciones (0.50% en XX y 0.07% en YY) son menores a la máxima permisible por la norma E.030 (0.70%).

El sistema de techado incluye losas aligeradas en una sola dirección y losas macizas en dos direcciones. Por otro lado, la cimentación se constituye tanto de zapatas aisladas como conectadas y combinadas y en todos los casos de carga se verifica que los esfuerzos sobre el suelo son menores a la capacidad portante de este.

Agradecimientos

Agradezco especialmente a mi Asesor, el Ing. Jose Acero, que me brindó su apoyo durante todo el tiempo que elaboré la presente tesis con sus enseñanzas y correcciones.

Agradezco a todos mis Profesores pues de cada uno de ellos obtuve el conocimiento que ahora poseo y uso a diario mientras desempeño la profesión que tanto amo.

Agradezco a todos mis Compañeros con los que conviví durante mi etapa universitaria pues fue junto con ellos que afronté y logré superar todos los retos que esta representa.

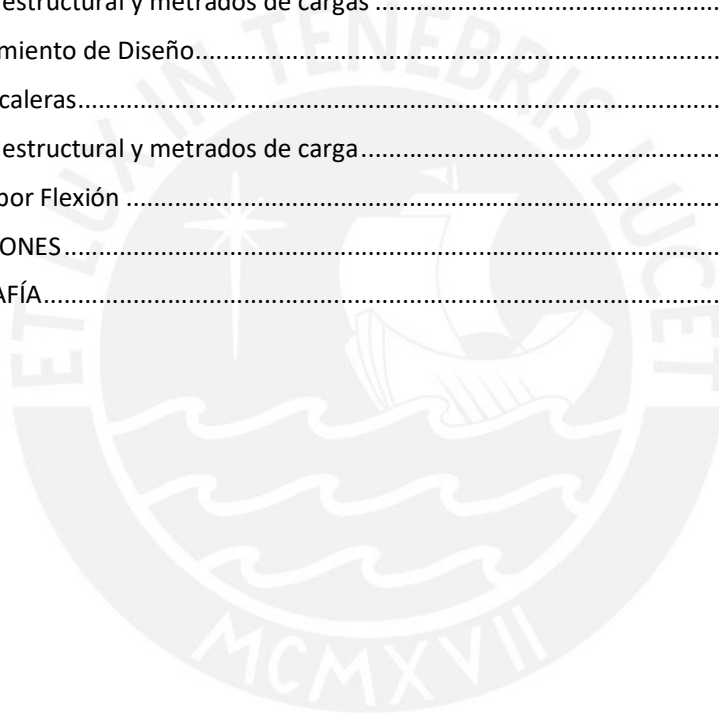
Dedicatoria

Dedico el presente documento a mi Madre, Julia Salvador, que desde que nací no ha hecho nada más que apoyarme, sin ella yo no sería la persona que soy ahora y es por eso mismo que le debo todo.

Contenido

1.	Generalidades	1
1.1.	Características Principales de la Edificación	1
1.2.	Descripción de la Arquitectura	1
1.3.	Normas a Utilizar.....	2
1.4.	Aspectos Generales del Diseño de Concreto Armado	3
1.5.	Propiedades Mecánicas de los Materiales considerados en el diseño.....	7
1.6.	Cargas Utilizadas	8
1.7.	Características de los Elementos NO Estructurales del Proyecto.....	8
2.	Pre-dimensionamiento y Estructuración	9
2.1.	Criterios de Estructuración	9
2.2.	Techos	11
2.3.	Vigas Peraltadas.....	12
2.4.	Vigas Chatas	14
2.5.	Columnas	14
2.6.	Muros de Corte (Placas).....	15
2.7.	Escaleras.....	18
2.8.	Análisis por cargas de gravedad.....	19
2.9.	Planos de Estructuración de la planta típica.....	22
3.	Análisis Sísmico	23
3.1.	Parámetros sísmicos de la edificación	23
3.2.	Masa sísmica	27
3.3.	Análisis de las irregularidades en planta y altura	29
3.4.	Procedimiento de análisis sísmico e hipótesis básicas	32
3.5.	Modos de vibración de la estructura	34
3.6.	Cortante basal dinámica y estática	36
3.7.	Amplificación de fuerzas sísmicas.....	36
3.8.	Control de derivas de entrepiso.....	37
3.9.	Desplazamientos máximos y junta sísmica.....	38
4.	Diseño de Losas.....	41
4.1.	Losas Macizas.....	41
4.2.	Losas Aligeradas	47
5.	Diseño de Vigas	62
5.1.	Modelos y metrados para el análisis estructural.....	62
5.2.	Procedimiento de diseño	64
5.3.	Ejemplo de diseño de viga peraltada.....	71

5.4.	Ejemplo de diseño de viga chata	76
6.	Diseño de Columnas.....	78
6.1.	Metrado de Cargas.....	78
6.2.	Procedimiento de diseño	80
6.3.	Ejemplo de diseño de columna.....	85
7.	Diseño de Placas	88
7.1.	Análisis estructural y metrados de cargas	88
7.2.	Procedimiento de Diseño.....	89
7.3.	Ejemplo de diseño de placas.....	94
8.	Diseño de Cimentaciones.....	99
8.1.	Análisis estructural y metrados de cargas	100
8.2.	Procedimiento de Diseño.....	103
9.	Diseño de Escaleras.....	108
9.1.	Análisis estructural y metrados de carga.....	108
9.2.	Diseño por Flexión	109
10.	CONCLUSIONES.....	110
11.	BIBLIOGRAFÍA.....	112



1. Generalidades

1.1. Características Principales de la Edificación

El presente trabajo de tesis consiste en realizar el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar ubicado en una zona residencial en el distrito de Miraflores, en la ciudad de Lima. El nombre del proyecto es “Bellini” y cuenta con siete pisos y una azotea.

1.2. Descripción de la Arquitectura

El ingreso al edificio se encuentra ubicado por la calle General Suarez, hay un ingreso peatonal que conduce al lobby. En el lobby se tiene una recepción, las escaleras y un sofisticado elevador. Como se mencionó anteriormente, el edificio cuenta con siete pisos, en los cuales se distribuyen un total de 15 departamentos: 12 flats y 3 dúplex.

En las siguientes figuras se muestran las vistas en planta de todo el proyecto.

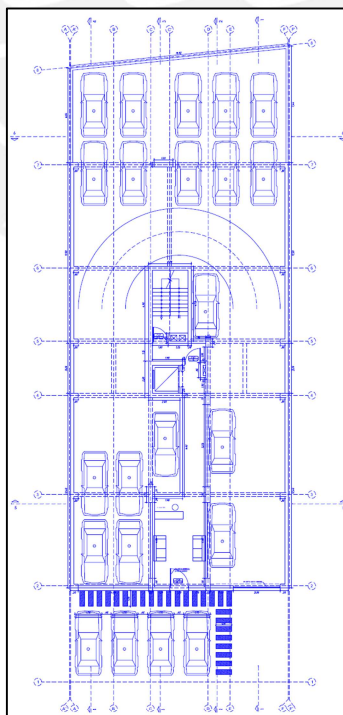


Figura 1.1. Vista en planta del Primer Piso del proyecto

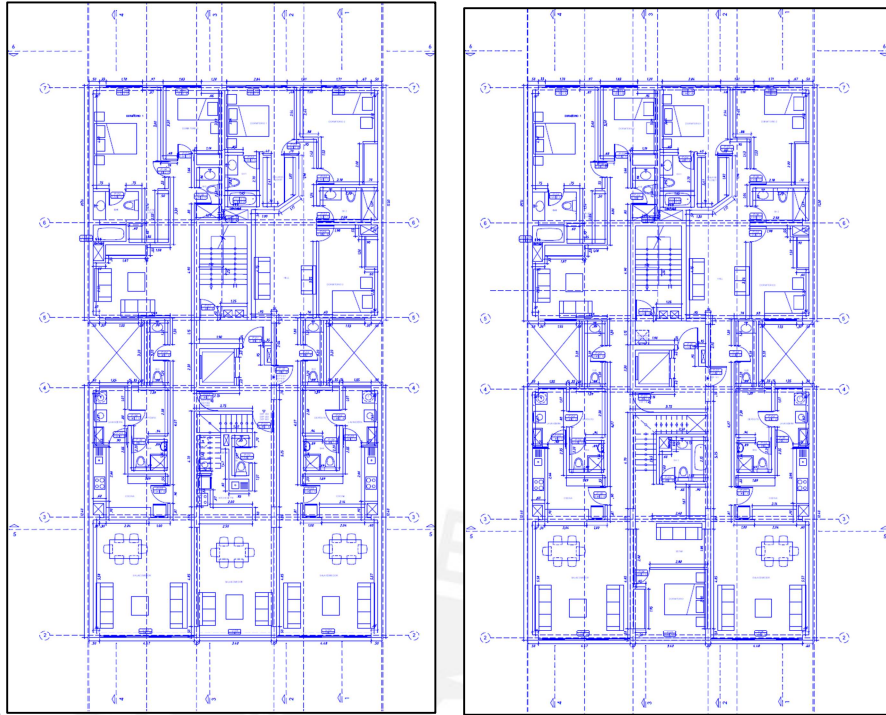


Figura 1.2 y 1.3. Vistas en planta de pisos típicos del proyecto

1.3. Normas a Utilizar

Para la realización del análisis y diseño del edificio se hará uso de las siguientes Normas Técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

a) Norma E.020 (Norma de Cargas)

Indica las cargas y/o solicitaciones que se deben considerar en el diseño de la edificación.

b) Norma E.030 (Norma de Diseño Sismorresistente)

Indica las condiciones mínimas para que la estructura tenga un adecuado comportamiento antisísmico.

c) Norma E.060 (Norma de Concreto Armado)

Indica las exigencias mínimas para el diseño de elementos de concreto armado.

1.4. Aspectos Generales del Diseño de Concreto Armado

Para el diseño de los elementos estructurales se hará uso del “Diseño por Resistencia”; el cual consiste en diseñar los elementos para que en todas sus secciones transversales las resistencias de diseño (ϕR_n) sean iguales o mayores a las resistencias requeridas (R_u). El diseño por resistencia se representa por medio de la siguiente ecuación:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde: “ ϕ ” es el factor de reducción de resistencia según la norma E.060

Solicitación	Factor de Reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Tracción y Tracción + Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexocompresión (Para elem. con estribos)	0.70

Tabla 1.1. Factores de Reducción por Resistencia

Las resistencias requeridas se calcularán a partir de las cargas indicadas en la Norma N.020 y los factores de amplificación en las combinaciones de carga estipuladas en la norma E.060.

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

Donde:

CM: Carga muerta; CV: Carga viva; CS: Carga de sismo y CU: Carga última.

a) Diseño por Flexión

Los elementos que serán diseñados por flexión son las losas, tanto aligeradas como macizas, y las vigas.

Según la norma E.060, el diagrama real de los esfuerzos del concreto se puede representar por un bloque equivalente de compresiones, tal como se muestra en la siguiente figura:

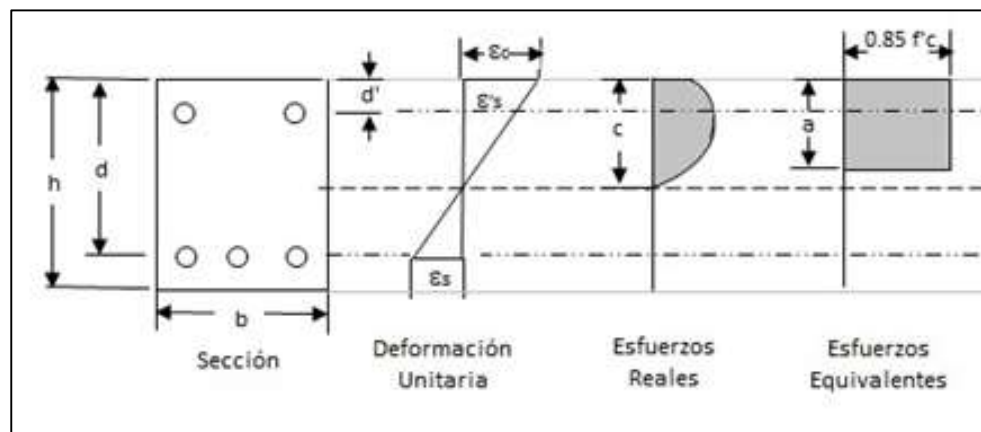


Figura 1.4. Diagrama de deformaciones y esfuerzos

Fuente: Tomado de <https://proyest.com>

Al realizar el equilibrio de fuerzas, se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times a \times b$$

$$T = A_s \times f_s = A_s \times f_y$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$M_n = 0.85 \times f'_c \times a \times b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = M_u$$

Donde:

C_c: Fuerza de compresión del concreto

T: Fuerza de tensión del acero

a: Profundidad del bloque equivalente de compresiones

Mn: Momento nominal

ϕM_n : Momento de diseño

Mu: Momento requerido

Con las ecuaciones anteriores se podrá calcular la cantidad de acero que una losa o viga requiera para cumplir con el diseño por resistencia; no obstante, es importante mencionar que existe un rango de cuánto acero es admisible colocar en una determinada sección, a dichos valores se les conoce como acero mínimo y máximo. El acero instalado deberá ser mayor al acero mínimo pero menor al acero máximo. Según la norma E.060, el acero mínimo (Asmín) debe ser tal que asegure que el momento de diseño sea mayor o igual a 1.2 veces el momento que causa el agrietamiento de la sección.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

Donde:

Mcr: Momento que causa el agrietamiento

fr: Esfuerzo de rotura del concreto

Para aquellos casos donde la sección es cuadrada o donde el ala de una sección tipo “T” se encuentra en compresión, la norma también permite usar la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \times b \times d$$

Por otro lado, la norma E.060 define el acero máximo (Asmax) en función al área de acero que produce la falla balanceada.

$$A_{smax} = 0.75A_{sb}$$

$$A_{sb} = \rho_b \times b \times d$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta \times f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right)$$

Donde:

A_{sb} : Acero balanceado

ρ_b : Cuantía de acero balanceado

ϵ_{cu} : Deformación última del concreto

ϵ_y : Deformación del acero en fluencia

b) Diseño por Cortante

El diseño por fuerza cortante consiste en analizar si la resistencia del concreto será suficiente para poder resistir la fuerza de corte actuante en la sección; en caso dicho requisito no se cumpla, se procederá a colocar refuerzos de acero (estribos) que aporten una resistencia adicional.

Las expresiones son las siguientes:

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

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

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

Donde:

V_c : Resistencia del concreto

V_s : Resistencia del refuerzo de acero

V_u : Fuerza cortante requerida

A_v : Area de acero de corte

s : Espaciamiento de los estribos

c) Diseño por Flexocompresión

Los elementos que serán diseñados por flexocompresión (soportan flexión y carga axial en compresión) son las columnas y placas. Para poder describir la resistencia de una sección sometida a flexocompresión se usa el diagrama de interacción, el cual es el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y flexión que agotan la capacidad de la sección. El diagrama de interacción es definido por los siguientes puntos notables:

- Falla en compresión pura (estribos)

$$P_u = (0.7)0.8[0.85 \times f'_c(A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}]$$

- Sección totalmente en compresión

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

- Deformación nula en el refuerzo en tracción más alejado del borde en compresión

$$\epsilon_{cu} = 0.003 \quad \epsilon_s = 0$$

- Esfuerzo del refuerzo en tracción más alejado del borde en compresión igual a 50% del esfuerzo de fluencia

$$\epsilon_{cu} = 0.003 \quad \epsilon_s = 0.5\epsilon_y$$

- Falla balanceada
- Falla en flexión pura (carga axial nula)
- Falla en tracción pura

$$\phi T_o = 0.9 \times A_{st} \times f_y$$

1.5. Propiedades Mecánicas de los Materiales considerados en el diseño

Los elementos estructurales serán diseñados de concreto armado con f'_c igual a 210 kg/cm² y acero de refuerzo de grado 60 con un esfuerzo de fluencia equivalente a 4200

kg/cm². Es importante mencionar que se considerará para los cálculos una densidad del concreto igual a 2.4 ton/m³; así mismo, con relación al acero de refuerzo, el módulo de elasticidad será igual a 2x10⁶ kg/cm² y por ende su deformación unitaria en la fluencia (ϵ_y) de 0.0021.

1.6. Cargas Utilizadas

Se utilizarán las siguientes cargas según indicaciones de la Normas E.020:

a) El Proyecto Bellini es un edificio de siete pisos destinado a “viviendas”; por ende, la sobrecarga en el primer piso y los pisos típicos serán de 0.20 ton/m² y en la azotea de 0.1 ton/m².

b) El piso terminado tendrá un espesor de 5cm y una densidad de 2 ton/m³

$$W_{\text{piso terminado}} = 2 * 0.05 = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

c) Con respecto al aligerado que se utilizará (como se verá en el capítulo 2), se tendrá un peso propio de 0.35 ton/m² debido a que tiene un espesor de 25cm.

d) En el caso de las losas macizas, cuyo espesor es de 20cm, el peso propio será:

$$W_{\text{concreto}} = 2.4 \times 0.20 = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

1.7. Características de los Elementos NO Estructurales del Proyecto

Los elementos de albañilería en el proyecto serán de ladrillos silico calcáreos, conocidos comúnmente como ladrillo blanco con un espesor de 14cm. Para dichos elementos se considerará una densidad de 1.5 ton/m³.

2. Pre-dimensionamiento y Estructuración

2.1. Criterios de Estructuración

La estructuración consiste en establecer la ubicación de los diferentes elementos estructurales que darán rigidez al edificio. Con el fin de que la estructura no sufra problemas debido a cargas sísmicas, se elegirá un sistema estructural de tipo Muros; esto quiere decir que se conformará principalmente por muros de corte. Es importante señalar que mientras más compleja es la estructura es más difícil predecir su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas; por ende, es mejor hacer la estructuración lo más simple y limpia posible.

Para la estructuración se siguieron los siguientes criterios:

a) Simplicidad y Simetría

Es importante al momento de diseñar cualquier estructura tener en consideración la simetría y simplicidad de esta; ya que el hecho de ser simétrica asegura un buen comportamiento ante cargas sísmicas y evita problemas de torsión, lo cual ocurre cuando no existe coincidencia entre la ubicación del centro de masa y el de rigidez.

b) Resistencia y ductilidad

La ductilidad estructural se puede definir como la capacidad que tiene la estructura de deformarse más allá del rango elástico. Es importante tener en cuenta la ductilidad pues mientras mayor sea, el edificio tendrá un mejor comportamiento ante sismos severos pues esta característica permite la disipación de energía por medio de incursiones en el rango inelástico. Por otro lado, la resistencia lateral se define como la carga horizontal máxima que puede soportar la estructura durante el rango elástico; mientras mayor sea esta menos posibilidad habrá de que la estructura alcance el estado plástico durante un sismo frecuente.

Es importante mencionar que lo que se busca al diseñar una estructura es que la falla sea dúctil (por fluencia del acero) y no frágil (por compresión del concreto); ya que al ser dúctil el daño se irá dando de poco a poco hasta llegar al colapso y no abruptamente.

c) Hiperestaticidad y monolitismo

La hiperestaticidad y el monolitismo permiten a la estructura tener una mayor capacidad de disipación de energía; lo cual se da cuando se forman “rótulas plásticas” en las uniones entre los elementos, garantizando un mayor grado de seguridad.

d) Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación. Si se diera el caso que una estructura cambie de rigidez en pisos superiores se generaría una concentración de esfuerzos afectando ciertas zonas en específico y el daño no sería distribuido que es lo que se busca, sino que se concentraría en las zonas con menor rigidez.

e) Rigidez Lateral

La rigidez lateral se podría definir como el cociente entre la resistencia lateral y la deformación de la estructura durante el rango elástico. A mayor rigidez se reducirá las deformaciones horizontales y por ende los daños a la estructura. Se busca que la estructura tenga una buena rigidez lateral pues esta debe resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes.

f) Diafragma rígido

Al momento de diseñar una estructura es importante idealizar la losa de cada uno de los pisos como un diafragma rígido capaz de distribuir fuerzas horizontales entre las columnas y placas proporcionalmente a su rigidez manteniendo una igual

deformación lateral. En pocas palabras se busca que la estructura tenga un comportamiento en conjunto como una unidad.

g) Elementos no Estructurales

En algunos casos la tabiquería toma un papel importante en el comportamiento de la estructura pues le añade rigidez o le da asimetría. Es importante realizar la correcta independización de los tabiques de la estructura para evitar los problemas anteriormente mencionados.

2.2. Techos

a) Losas Aligeradas

Para el pre dimensionamiento de las losas aligeradas en una dirección se hizo uso de la siguiente relación:

$$h = L/25$$

Donde: h es el peralte de la losa a usar

L es la longitud promedio de las luces de las vigas

En promedio, las luces de las vigas en el proyecto son aproximadamente 4.5 m. por tal motivo se escogerá un peralte de losa igual a 20 cm.

$$h = 4.5/25 = 0.18 \text{ m} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Es importante mencionar que la relación anteriormente planteada solo puede ser usada cuando la sobrecarga aplicada al edificio es menor igual a 0.35 ton/m²; para nuestro edificio, destinado a viviendas, la sobrecarga a utilizar será de 0.2 ton/m².

b) Losas Macizas

Para el caso de las losas macizas, la cual trabaja en dos direcciones, la relación es la siguiente:

$$h = 2P/180$$

Donde $2P$ es el perímetro del paño de losa que se quiere pre dimensionar

Se procederá a hallar el peralte del paño con mayor área (Eje C'-F/6-7):

$$h = 27.15/180 = 0.151 \text{ m}$$

Pese a requerirse un peralte de losa maciza igual a 15.1 cm, se optará por usar un peralte de 17 cm, valor muy cercano al obtenido para las losas aligeradas; con la finalidad que no haya un cambio abrupto de espesor en el techo.

A continuación, se muestra una tabla con el pre-dimensionamiento de cada uno de los paños:

Ubicación	Tipo	Direc.	Luz / 2P (m)	Peralte Teórico (m)	Peralte Selecc. (m)	OK?
EJE A-C:2-3	ALIG.	X-X	4.775	0.191	0.200	OK
EJE C-D:2-3	ALIG.	X-X	3.400	0.136	0.200	OK
EJE D-F:2-3	ALIG.	X-X	4.775	0.191	0.200	OK
EJE A-C:3-4	ALIG.	X-X	4.775	0.191	0.200	OK
EJE C-D:3-4	ALIG.	X-X	3.400	0.136	0.200	OK
EJE D-F:3-4	ALIG.	X-X	4.775	0.191	0.200	OK
EJE A-C:5-6	ALIG.	Y-Y	4.400	0.176	0.200	OK
EJE D-F:5-6	ALIG.	Y-Y	4.400	0.176	0.200	OK
EJE A-C':6-7	MAC.	XY	24.650	0.137	0.170	OK
EJE B-D:6-7	MAC.	XY	27.150	0.151	0.170	OK
EJE C-D:4-5	MAC.	XY	13.200	0.073	0.170	OK
EJE B-C:4-5	MAC.	XY	10.600	0.059	0.170	OK
EJE D-E:4-5	MAC.	XY	10.600	0.059	0.170	OK

Tabla 2.1. Pre dimensionamiento de losas

2.3. Vigas Peraltadas

Las vigas se pre dimensionan teniendo en cuenta la siguiente relación:

$$Ln/12 < h < Ln/10$$

Además, el ancho tiene un valor entre el 30% y 50% de la altura.

Es importante mencionar que en caso la viga formará parte de un pórtico, el ancho no podrá ser menor de 25 cm.

A manera de ejemplo, se presenta el pre-dimensionamiento de la viga VT-05, cuyo tramo más largo es de 5.775 metros:

$$0.481 = 5.775/12 < h < 5.775/10 = 0.578 \text{ m}$$

De acuerdo a las relaciones anteriormente planteadas, se optará por un peralte de 55 cm. Por otro lado, el ancho se determinará de la siguiente relación:

$$0.165 = 30\%(.55) < b < 50\%(0.55) = 0.275 \text{ m}$$

La relación recomienda un valor entre 16.5 a 27.5 cm, se usará un ancho de 25 cm.

A continuación, se muestra una tabla con el pre dimensionamiento del resto de vigas:

Ubic.	Descrip.	Cálculo del Peralte				Cálculo del ancho			Sección
		Luz L (m)	L/10	L/12	h (cm)	30%h	50%h	b (cm)	
Eje 2	VT-01	4.400	0.440	0.367	0.400	0.120	0.200	0.200	0.2x0.4
Eje 3	VT-02	4.575	0.458	0.381	0.400	0.120	0.200	0.200	0.2x0.4
Eje 4	VT-03	4.575	0.458	0.381	0.400	0.120	0.200	0.200	0.2x0.4
Eje 5	VT-04	4.575	0.458	0.381	0.400	0.120	0.200	0.200	0.2x0.4
Eje 6	VT-05	5.775	0.578	0.481	0.550	0.165	0.275	0.250	0.25x0.55
Eje 7	VT-06	6.600	0.660	0.550	0.550	0.165	0.275	0.250	0.25x0.55
Eje C'	VT-07	6.350	0.635	0.529	0.550	0.165	0.275	0.250	0.25x0.55
Eje B	VT-08	3.200	0.320	0.267	0.300	0.090	0.150	0.150	0.15x0.3
Eje C	VT-09	5.700	0.570	0.475	0.550	0.165	0.275	0.250	0.25x0.55
ASC.	VT-10	1.800	0.180	0.150	0.300	0.090	0.150	0.150	0.15x0.3
EJE D	VT-11	5.700	0.570	0.475	0.550	0.165	0.275	0.250	0.25x0.55
Eje E	VT-12	3.200	0.320	0.267	0.300	0.090	0.150	0.150	0.15x0.3

Tabla 2.2. Pre dimensionamiento de vigas

Normalmente se quiere evitar una gran cantidad de secciones diferentes de vigas en los proyectos; por tal motivo, todas las vigas tendrán una sección de 0.25x0.55. Nótese

que, al colocar la sección anteriormente mencionada, en todos los casos se está cumpliendo con los requerimientos de peralte y ancho.

2.4. Vigas Chatas

Las vigas chatas tendrán una dimensión de 25x20 cm y se colocarán en los lugares de la losa aligerada donde haya tabiquería importante.

2.5. Columnas

Las columnas interiores se pre dimensionarán usando la siguiente ecuación:

$$\text{Area de Columna} = P_{servicio}/0.45f'c$$

Para el caso de columnas exteriores, la ecuación es la siguiente:

$$\text{Area de Columna} = P_{servicio}/0.35f'c$$

A manera de ejemplo se pre dimensionará la Columna C-04 (Eje C-2), donde se considerará una carga de servicio igual a 1ton/m².

$$P_{servicio} = W_{servicio} \times A_t \times Npisos = \frac{1ton}{m^2} \times 13.121m^2 \times 7pisos \approx 92 ton$$

$$\text{Area de Columna} = \frac{92 \times 1000}{0.35 \times 210kg/cm^2} = 1251.7 cm^2 \equiv 0.125 m^2$$

Para cumplir con los requisitos anteriormente mencionados de área y en cuenta que es una columna exterior, la columna tendrá la siguiente disposición:

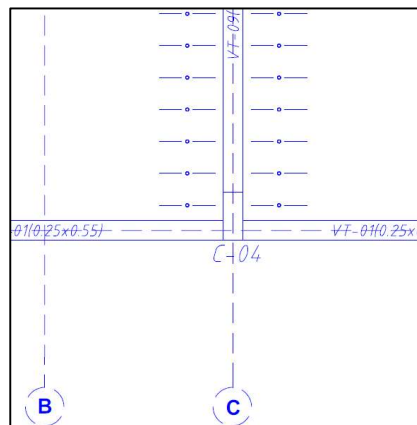


Figura 2.1. Vista Planta Columna C-04

A continuación, se muestra una tabla con el pre dimensionamiento del resto de las columnas:

Ubicación	Tipo	# Pisos	At (m2)	Ws (ton/m)	Ps (ton)	Área min (cm2)
EJE C:2	EXT.	7.000	13.121	1.000	91.847	0.125
EJE D:2	EXT.	7.000	13.121	1.000	91.847	0.125
EJE C:3	INT.	7.000	27.218	1.000	190.526	0.202
EJE D:3	INT.	7.000	27.218	1.000	190.526	0.202
EJE D:4	INT.	7.000	16.041	1.000	112.287	0.119
EJE D:5	INT.	7.000	13.043	1.000	91.301	0.097
EJE C:7	EXT.	7.000	24.400	1.000	170.800	0.232

Tabla 2.3. Pre dimensionamiento de columnas

2.6. Muros de Corte (Placas)

Las placas se pre dimensionarán calculando la cortante basal de la estructura según la norma E.030 y con ello se determinará el área requerida de placas en cada una de las direcciones. A manera de ejemplo se calculará el área de placas necesaria en la dirección X-X.

La cortante basal se determina por la siguiente expresión:

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

Donde:

- El factor Z es igual a 0.45.
- El factor de uso U es igual a 1.
- En el caso del factor C se asumirá un valor igual a 2.5 para el pre dimensionamiento.
- El factor S es igual a 1.

- Para el factor R se usará un valor igual a 7 (sistema dual) para el pre dimensionamiento; no obstante, posteriormente se verá que este valor es 6 debido a que el sistema estructural es de muros y no presenta irregularidades.
- “P” representa la estimación del peso de la estructura; para facilidad de cálculo asumiremos un valor de peso por metro cuadrado (Wedif) el cual se multiplicará por el número de pisos y área de la planta típica.

$$W_{\text{piso}} = 1 \text{ ton/m}^2$$

$$P = \#Pisos \times W_i \times Area_{P.Tipico} = 7 \times 1 \times 358.53 \approx 2509.71 \text{ ton}$$

Los valores de Z, U, C, S y R son definidos por la norma. Es importante mencionar que ya que lo que se busca es pre dimensionar las placas, en algunos casos se están asumiendo valores los cuales no son muy lejanos a los reales; en el inciso 3.1. “Parámetros Sísmicos de la Edificación” se darán los valores con mayor exactitud y se explicará a mayor detalle el motivo por el cual se están usando.

Para conocer el área requerida de placas en el edificio haremos uso de la siguiente expresión, donde se asume que las placas tomarán el 80% de la cortante basal:

$$Ac = \frac{0.8 \times Vest}{0.85 \times \alpha \times \sqrt{f'c} + 0.85 \times \rho h \times 4200}$$

Donde:

Ac: Area requerida de placas

Vest: Cortante estática basal

ph: Cuantía de acero horizontal en placas, igual a 0.002

$\alpha = 0.53$ para placas esbeltas ($h_w/l_w \geq 2$)

El siguiente cuadro muestra un resumen de los valores anteriormente mencionados para cada sentido de análisis; así como, sus respectivos resultados.

		<u>X-X/Y-Y</u>
Z	Zona 4	0.45
U	Edificación Común	1.00
S	Perfil S1	1.00
C	C	2.50
R	Ro (Sist. dual)	7.00
	Ia	1.00
	Ip	1.00
	R	7.00
P (ton)	Peso	2509.71
V (ton)	SUCS*P/R	403.35
Aplacas	Ac (m2)	2.20

Tabla 2.4. Pre dimensionamiento de placas

A continuación, se presentará un cuadro de áreas de las placas colocadas:

Cuadro de Areas (m2)		
	X-X	Y-Y
PL-1	0.675	2.205
PL-2	1.075	0.575
PL-3	-	2.300
PL-4	-	2.300
PL-5	-	2.480
PL-6	-	2.480
At	1.750	12.340

Tabla 2.5. Cuadro de Áreas de Placas

Se puede apreciar que en el sentido X-X solo se cuenta con 1.75 m^2 (aprox. 80%Ac) por lo que no cumple con el mínimo de área requerida; no obstante, se trata de un pre dimensionamiento y más adelante se comprobará que dicha área es suficiente para

soportar las cargas a las que está sometido el edificio. Por otro lado, en el sentido Y-Y parece haber un exceso de área, esto se debe a cómo está la distribución arquitectónica del proyecto; en los ejes A y F (costados laterales del edificio) se ubican los muros ciegos y se ha optado que estos sean de hormigón, es por esto que el área de placas en tal sentido es 12.34 m^2 (aprox. 5 veces el A_c).

Es importante mencionar que las placas ubicadas a los costados del edificio cuentan con unas alas (viéndolo desde una vista en planta) donde se ubican las vigas, ya que se estima que estas últimas tendrán un acero longitudinal de $3/4"$ y se necesita espacio para la longitud de anclaje de las varillas.

2.7. Escaleras

Para el pre dimensionamiento de las escaleras se hará uso del reglamento Nacional de Edificaciones. Se comprobará que las dimensiones elegidas para la escalera según el diseño arquitectónico son aceptables; caso contrario, se harán las modificaciones correspondientes.

Debido a que hay dúplex en el proyecto habrá más de una escalera en todo el edificio; no obstante, a manera de ejemplo se evaluará la escalera principal.

- La altura de contrapaso (cp) debe ser como máximo 18 cm.

$$cp = \frac{\text{Altura del edificio}}{\#Peldaños} = \frac{2.8 \text{ m}}{16} = 0.175 \text{ m} \equiv 17.5 \text{ cm (Cumple)}$$

- El paso (p) debe ser como mínimo igual a 25cm. (Cumple)
- Se debe respetar la siguiente relación: $60 \text{ cm} \leq 2cp + p \leq 64 \text{ cm}$

$$2cp + p = 2 \times 17.5 + 25 = 62 \text{ cm (Cumple)}$$

En conclusión, se comprueba que las dimensiones elegidas de paso y contrapaso para la escalera principal son las adecuadas.

2.8. Análisis por cargas de gravedad

a) Análisis de Losa Aligerada en 1 dirección

Es importante mencionar que, pese a haber obtenido en el pre dimensionamiento un peralte de losa igual a 20 cm, se optó por una altura de 25 cm ya que al realizar el diseño por flexión de una vigueta convencional la sección no era suficiente para soportar las solicitaciones actuantes. El metrado se hará considerando una franja de 40 cm que hace referencia al ancho de vigueta colocada.

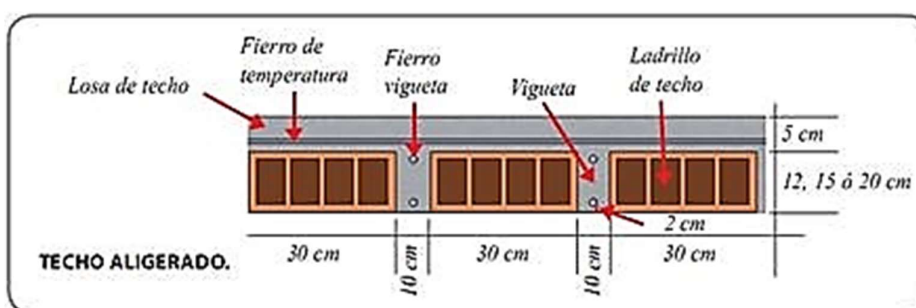


Figura 2.3. Sección Transversal de Losa Aligerada convencional

El metrado del aligerado se muestra en los siguientes cuadros:

	W (ton/m ²)	bf (m)	W (ton/m)
CARGA MUERTA (CM)			0.180
Peso propio	0.350	0.400	0.140
Piso Terminado (e=5cm)	0.100	0.400	0.040
CARGA VIVA (CV)			0.080
Sobrecarga	0.20	0.40	0.080
CARGA ULTIMA	1.4CM + 1.7CV =		0.388

Tabla 2.6. Metrado de Losa Aligerada

	γ (ton/m ³)	h (m)	e (m)	W(ton/m)
CARGA MUERTA (CM)				0.574
Peso tabique	1.500	2.550	0.150	0.574
CARGA ULTIMA	1.4CM =			0.803

Tabla 2.7. Metrado de tabiquería – Carga distribuida

	γ (ton/m ³)	h (m)	e (m)	bf (m)	W(ton/m)
CARGA MUERTA (CM)					0.230
Peso tabique	1.500	2.550	0.150	0.400	0.230
CARGA ULTIMA	1.4CM =				0.321

Tabla 2.8. Metrado de tabiquería – Carga puntual

A continuación, se muestra la representación de una vigueta típica entre los ejes A-F/2-3 (3 tramos):

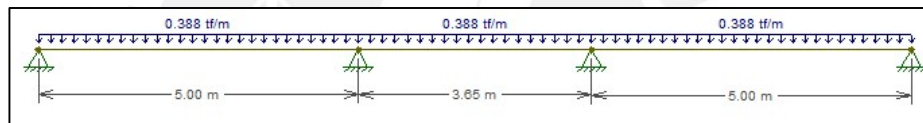


Figura 2.4. Modelo de vigueta típica

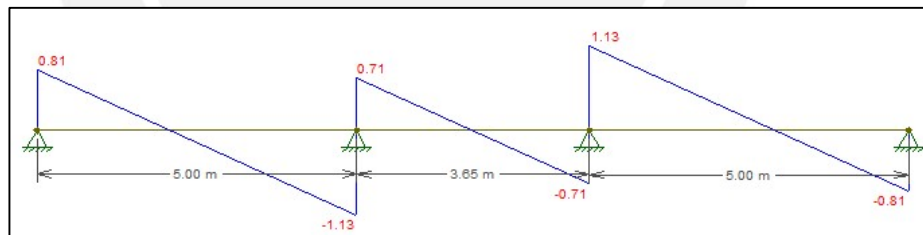


Figura 2.5. Diagrama de fuerza cortante (DFC) de vigueta típica

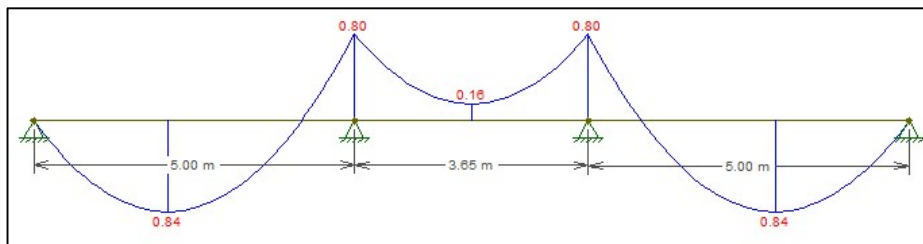


Figura 2.6. Diagrama de momento flector (DMF) de vigueta típica

b) Metrado de Losa Maciza

Debido a que no se quiere que exista un cambio abrupto del espesor del techo y al cambio de espesor de la losa aligerada, se cambió la altura de la losa maciza a 20 cm. El metrado en este caso se hará por metro cuadrado ya que este tipo de losa tiene un comportamiento bidireccional.

El metrado de la losa se muestra en el siguiente cuadro:

	W (ton/m ³)	h(m)	W (ton/m ²)
CARGA MUERTA (CM)			0.580
Peso propio	2.400	0.200	0.480
Piso Terminado (e=5cm)	2.000	0.050	0.100
CARGA VIVA (CV)			0.200
Sobrecarga	-	-	0.200
CARGA ULTIMA	1.4CM + 1.7CV =		1.152

Tabla 2.9. Metrado de Losa Maciza

Con respecto a la tabiquería presente en estas losas, se calculará su peso total y se dividirá entre el área del paño donde se encuentran, obteniendo una carga por metro cuadrado de tabiquería.

A continuación, se muestra el modelo de la losa maciza correspondiente a la zona del hall de ascensores, dicho modelo fue hecho en el programa ETABS.

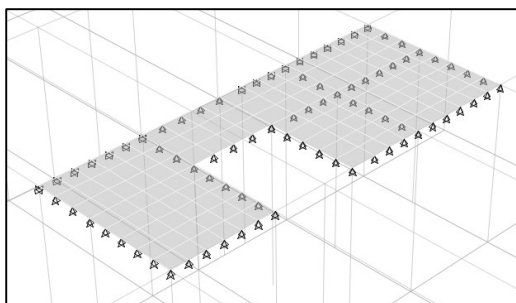


Figura 2.7. Modelo de Losa Maciza en ETABS

2.9. Planos de Estructuración de la planta típica

En la siguiente imagen se muestran los elementos estructurales, tanto los responsables de soportar las cargas de gravedad y aquellos responsables de la resistencia sísmica.

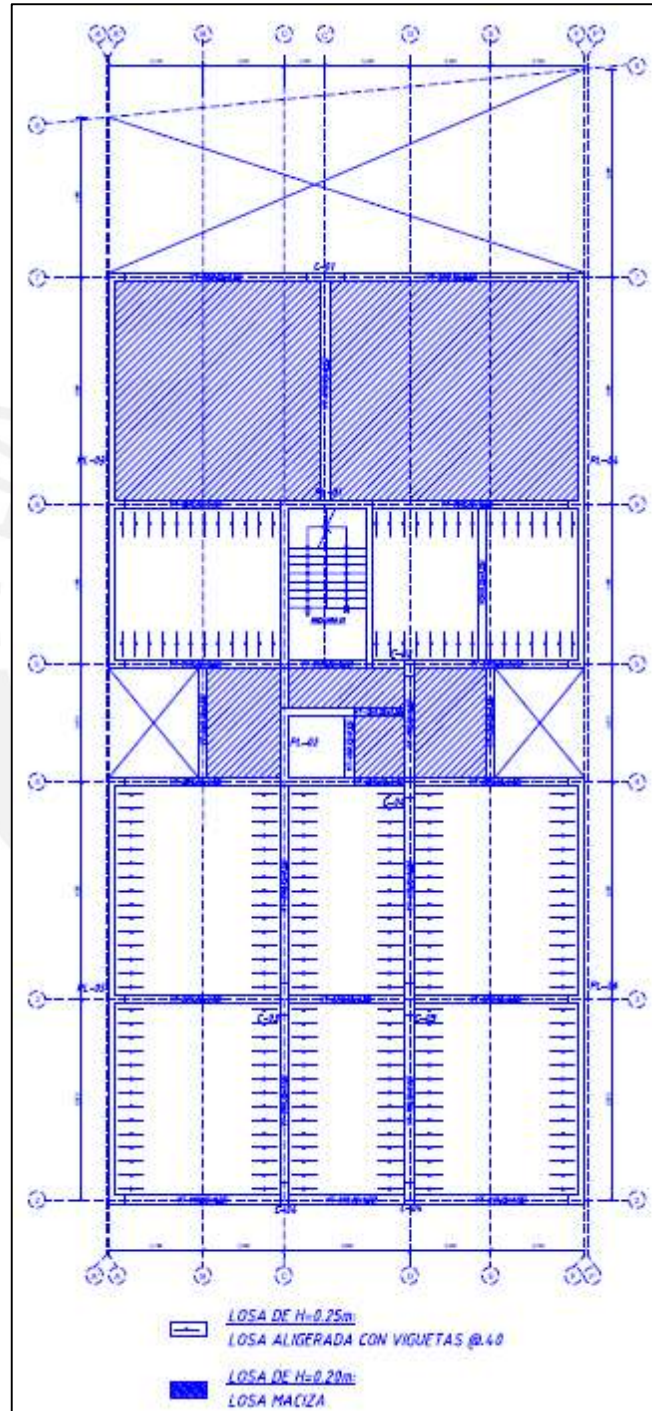


Figura 2.8. Estructuración Básica (Planta típica)

3. Análisis Sísmico

3.1. Parámetros sísmicos de la edificación

Según la norma E.030, los parámetros sísmicos para el edificio a analizar serán los siguiente:

- El factor Z es igual a 0.45 ya que el edificio se encuentra ubicado en Miraflores (Zona 4)
- El factor de uso U es igual a 1 ya que el edificio es destinado a viviendas, pertenece a la categoría C (Edificaciones Comunes).
- En el caso del factor C (Amplificación sísmica), el valor a usar dependerá de las siguientes relaciones:

Es importante mencionar que la siguiente explicación de cómo hallar el valor del factor en cuestión corresponde al sentido X-X:

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

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 \times \frac{T_p \times T_L}{T^2}$$

Donde: T es el periodo fundamental de la estructura.

T_p es el periodo que define la plataforma del factor C.

T_L es el periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

El periodo fundamental T se tomará del calculado en el programa ETABS.

$$T = 0.621 \text{ s}$$

Para el caso de T_p y T_L se hará uso de la siguiente tabla perteneciente a la norma E.030:

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

Tabla 3.1. Tabla N°4 de Norma E.030

Debido a que el edificio se encuentra en Miraflores se considerará un perfil de suelo tipo S1 (Roca o Suelos muy rígidos). Por consiguiente, los valores de T_p y T_L serán respectivamente 0.4 y 2.5.

Se tiene que:

$$T_p < T < T_L$$

Entonces:

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T_L} = 2.5 \times \frac{0.4}{0.621} = 1.61$$

- Para el factor S, se usará la siguiente tabla proveniente de la norma E.030:

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

Tabla 3.2. Tabla N°3 de Norma E.030

Debido a que nos encontramos en la zona Z4 y el tipo de suelo es S1, el valor del factor S será igual a 1.

- El factor R (Coeficiente de reducción de Fuerzas sísmicas) se determinará por medio del siguiente producto:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

Donde: R_o es el coeficiente básico de reducción.

I_a es el factor de irregularidades en altura.

I_p es el factor de irregularidades en planta.

Se hará uso de las siguientes tablas pertenecientes a la norma E.030 para determinar el valor de cada uno de los factores anteriormente mencionados:

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

Tabla 3.3. Tabla N°7 de Norma E.030

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a	Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,75	Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0,50	Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,50	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80
Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0,50	Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0,60

Tabla 3.4. Tabla N°8 de Norma E.030

Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I _r	Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I _r
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (A _{acc}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (A _{cv}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75	Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90
Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (A _{acc}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (A _{cv}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60	Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
		Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90

Tabla 3.5. Tabla N°9 de Norma E.030

Como se podrá apreciar en el inciso 3.3 (Análisis de irregularidades en planta y altura), tanto en la dirección X-X como en Y-Y la estructura es regular (I_a e I_p iguales a 1). Se muestra el cálculo del factor de reducción para ambos sentidos:

$$R = 6 \times 1 \times 1 = 6$$

De igual forma se hizo para la dirección Y-Y.

Es importante mencionar que en un inicio se creía que el edificio era del tipo dual, por ende, se usó un factor R_o igual a 7 en el pre dimensionamiento; no obstante, luego se comprobó que el sistema estructural era del tipo muros pues más del 80% de la cortante basal era tomada por las placas.

Sistema Estructural R_o		MUROS		
	V_x(Dinámico)	%	V_y(Dinámico)	%
Muros	232.901	96.2%	373.711	99.4%
Columnas	9.212	3.8%	2.093	0.6%
Total	242.114	100%	375.804	100%

Tabla 3.6. % de cortante basal que toman placas y columnas

3.2. Masa sísmica

Se realizó un modelo tridimensional del edificio a diseñar en el programa ETABS, basándose en la estructuración y predimensionamiento planteados hasta este punto. Las vigas y columnas se modelaron con elementos unidimensionales tipo “frame”; por otro lado, para las placas se usaron elementos bidimensionales tipo “Shell”. Para las losas, se modelaron como elementos bidimensionales tipo “membrane” sin considerar su peso propio, el cual fue añadido manualmente posteriormente. Todos los elementos verticales se consideraron como empotrados en la base.

Es importante mencionar que el programa ETABS realiza un análisis netamente elástico; por tal motivo, es necesario transformar los valores de deformación/desplazamiento, obtenidos del ETABS a valores inelásticos.

A continuación, se muestra el modelo tridimensional del edificio:

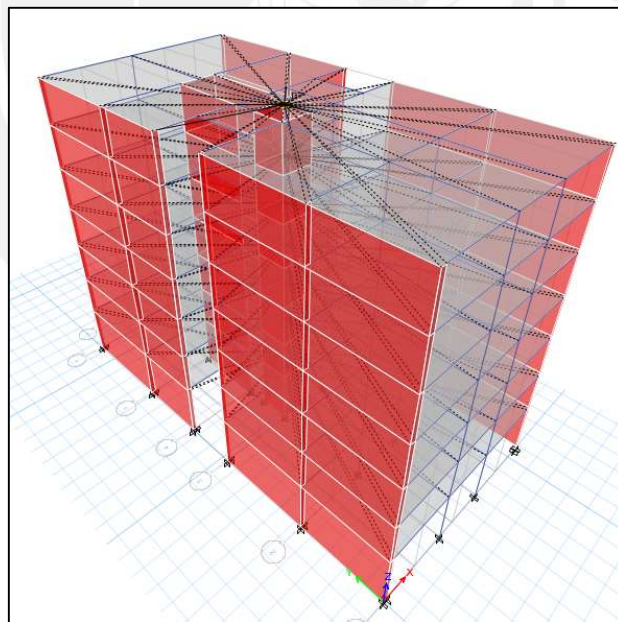


Figura 3.1. Modelo tridimensional en ETABS

Debido a que el edificio que se está trabajando es de categoría C (edificaciones comunes); para el cálculo de la masa sísmica, se consideró el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

Nivel	Masa	Peso	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr
	tonf-s ² /m	tonf	m	m	m	m
Story1	39.26	384.97	6.76	13.85	6.6	16.2
Story2	37.68	369.47	6.77	13.85	6.6	17.1
Story3	37.68	369.47	6.77	13.85	6.6	17.2
Story4	37.68	369.47	6.77	13.85	6.6	17.1
Story5	37.68	369.47	6.77	13.85	6.6	16.9
Story6	37.68	369.47	6.77	13.85	6.6	16.8
Story7	27.90	273.59	6.79	13.91	6.5	16.7
	255.53	2505.91				

Tabla 3.7. Peso por piso, centro de masa y de rigidez

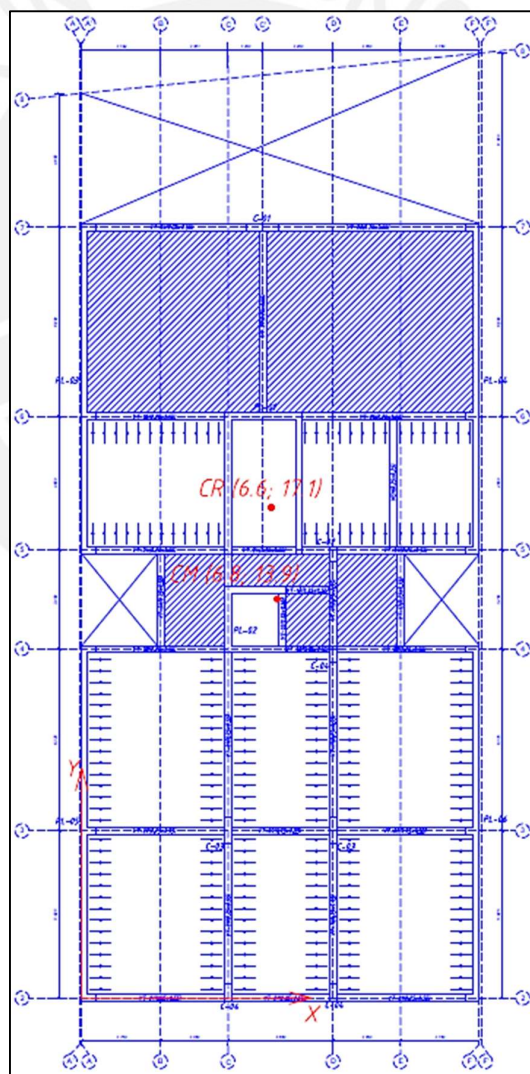


Figura 3.2. Ubicación del Centro de Masa y Rigidez (Piso Típico)

3.3. Análisis de las irregularidades en planta y altura

En este inciso se procederá a realizar la verificación de las irregularidades que posea el edificio, tanto en planta como en altura. Por medio de las siguientes tablas a continuación se podrá demostrar que no posee irregularidad de piso blando, torsión ni esquinas entrantes.

a) Verificación por rigidez – Piso blando

Según la norma E.030, una edificación presentará piso blando cuando se cumpla una de las siguientes condiciones:

- La rigidez lateral de un entrepiso es menor al 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior.
- La rigidez lateral de un entrepiso es menos al 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles superiores adyacentes.

La rigidez lateral de un entrepiso se puede calcular dividiendo la cortante de dicho entrepiso entre el desplazamiento relativo del centro de masa.

Nivel	Caso	VX	Desplaz. CM	ΔX	KX	KX nivel sup.	1era Cond.	KX prom 3 sup.	2da Cond.
		tonf	m	m	tonf/m	tonf/m		tonf/m	
Story7	SD XX	58.78	0.0165	0.0021	28085.48	-		-	
Story6	SD XX	113.12	0.0144	0.0024	46995.85	28085.48	OK	-	
Story5	SD XX	152.88	0.0120	0.0026	58086.51	46995.85	OK	-	
Story4	SD XX	184.26	0.0093	0.0028	66735.10	58086.51	OK	44389.28	OK
Story3	SD XX	210.20	0.0066	0.0027	78578.54	66735.10	OK	57272.48	OK
Story2	SD XX	230.36	0.0039	0.0024	97900.13	78578.54	OK	67800.05	OK
Story1	SD XX	242.12	0.0015	0.0015	158245.62	97900.13	OK	81071.26	OK

Tabla 3.8. Verificación de Piso blando – Dirección X-X

Nivel	Caso	VY	Desplaz. CM	ΔY	KY	KY nivel sup.	1era Cond.	KY prom 3 sup.	2da Cond.
		tonf	m	m	tonf/m	tonf/m		tonf/m	
Story7	SD YY	86.00	0.0022	0.0003	251450.00	-		-	
Story6	SD YY	174.97	0.0019	0.0004	483329.01	251450.00	OK	-	
Story5	SD YY	242.03	0.0015	0.0004	659491.55	483329.01	OK	-	
Story4	SD YY	293.10	0.0011	0.0004	825629.58	659491.55	OK	464756.85	OK
Story3	SD YY	331.84	0.0008	0.0003	1033784.74	825629.58	OK	656150.05	OK
Story2	SD YY	359.45	0.0005	0.0003	1366743.73	1033784.74	OK	839635.29	OK
Story1	SD YY	375.88	0.0002	0.0002	1860811.39	1366743.73	OK	1075386.01	OK

Tabla 3.9. Verificación de Piso blando – Dirección Y-Y

b) Verificación de irregularidad torsional

Según la norma E.030, una edificación presentará irregularidad torsional cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- El desplazamiento relativo máximo de un entrepiso (incluyendo excentricidad accidental) es 1.3 veces mayor al desplazamiento relativo promedio.
- El desplazamiento relativo máximo es mayor al 50% del desplazamiento permisible (0.0035).

Es importante recordar que los valores obtenidos del programa ETABS son el resultado de un análisis lineal elástico; por tal motivo, es necesario multiplicarlo por 0.75R (para estructuras regulares).

Nivel	Caso	Xmax (Elást.)	Xprom (Elást.)	Δ Xmax (Elást.)	Δ Xprom (Elást.)	Ratio	1era Cond.	Δ Xmax (Inel.)	Δ Xmax/h (Inel.)	2da Cond.
		m	m	m	m			m	m	
Story7	SD XX	0.0185	0.0165	0.0024	0.0021	1.13	OK	0.0108	0.0038	CUMPLE
Story6	SD XX	0.0161	0.0144	0.0027	0.0024	1.13	OK	0.0123	0.0044	CUMPLE
Story5	SD XX	0.0134	0.0120	0.0030	0.0026	1.12	OK	0.0133	0.0048	CUMPLE
Story4	SD XX	0.0105	0.0094	0.0031	0.0028	1.12	OK	0.0139	0.0050	CUMPLE
Story3	SD XX	0.0074	0.0066	0.0030	0.0027	1.11	OK	0.0135	0.0048	CUMPLE
Story2	SD XX	0.0044	0.0039	0.0026	0.0024	1.11	OK	0.0118	0.0042	CUMPLE
Story1	SD XX	0.0017	0.0015	0.0017	0.0015	1.13	OK	0.0078	0.0022	OK

Tabla 3.10. Verificación de irregularidad torsional – Dirección X-X

Nivel	Caso	Ymax (Elást.)	Yprom (Elást.)	Δ Ymax (Inel.)	Δ Yprom (Inel.)	Ratio	1era Cond.	Δ Ymax (Inel.)	Δ Ymax/h (Inel.)	2da Cond.
		m	m	m	m			m	m	
Story7	SD YY	0.0025	0.0023	0.0004	0.0004	1.08	OK	0.0017	0.0006	OK
Story6	SD YY	0.0021	0.0019	0.0004	0.0004	1.09	OK	0.0018	0.0007	OK
Story5	SD YY	0.0017	0.0016	0.0004	0.0004	1.08	OK	0.0019	0.0007	OK
Story4	SD YY	0.0013	0.0012	0.0004	0.0004	1.09	OK	0.0018	0.0006	OK
Story3	SD YY	0.0009	0.0008	0.0004	0.0003	1.10	OK	0.0016	0.0006	OK
Story2	SD YY	0.0005	0.0005	0.0003	0.0003	1.09	OK	0.0014	0.0005	OK
Story1	SD YY	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	1.11	OK	0.0010	0.0003	OK

Tabla 3.11. Verificación de irregularidad torsional – Dirección Y-Y

Como se puede apreciar de las tablas 3.10 y 3.11, el edificio no presenta irregularidad por torsión ya que en ningún caso se están cumpliendo las dos condiciones a la vez.

c) Verificación de esquinas entrantes

Según la norma E.030, una estructura será irregular cuando las dimensiones de sus esquinas entrantes son mayores al 20% las dimensiones del edificio en ambas direcciones.

	X-X	Y-Y
Long. Edificio	13.85	27.10
Long. Esquina	5.25	3.20
Porcentaje	38%	12%

Tabla 3.12. Verificación de irregularidad por esquinas entrantes

3.4. Procedimiento de análisis sísmico e hipótesis básicas

a) Análisis Estático

El análisis estático consiste en determinar la cortante basal de la estructura y posteriormente la distribución de dicha fuerza en cada uno de los pisos.

Para el cálculo de la cortante basal se hará uso de la siguiente fórmula:

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

Los parámetros sísmicos Z, U, C, S y R ya han sido obtenidos en el inciso 3.1 y el peso de la edificación (P) en el inciso 3.2.

$$V = \frac{0.45 \times 1 \times 1.61 \times 1}{6} \times 2505.91 = 302.65 \text{ ton}$$

Las fuerzas aplicadas en cada piso se calculan empleando las siguientes fórmulas:

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum P_i(h_i)^k}$$

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Donde

Pi: Peso del nivel i

hi: Altura del nivel i respecto al nivel +0.00

k: Exponente relacionado con el periodo fundamental

Fi: Fuerza sísmica horizontal en el nivel i

El valor de “k” será igual a 1 para valores de periodo menor o igual a 0.5 y $(0.75+0.5T)$ para valores mayores; ya que el periodo obtenido en el programa ETABS es mayor a 0.5 ($T=0.621$ s), el valor de k será:

$$k = 0.75 + 0.5(0.621) = 1.061$$

La distribución de fuerzas será la siguiente:

NIVEL	Pi	hi	Pi(hi)^k	ai	Fi
	tonf	m			tonf
7	273.59	20.40	5581.30	0.19	57.98
6	369.47	17.60	6502.63	0.22	67.55
5	369.47	14.80	5468.12	0.19	56.80
4	369.47	12.00	4433.61	0.15	46.05
3	369.47	9.20	3399.10	0.12	35.31
2	369.47	6.40	2364.59	0.08	24.56
1	384.97	3.60	1385.91	0.05	14.40
TOTAL	2505.91		29135.27		302.65

Tabla 3.13. Distribución de fuerzas sísmicas por piso – Eje X

Es importante mencionar que el anterior procedimiento es referente al eje X, de igual forma se calculó para el eje Y.

NIVEL	Pi	hi	Pi(hi)^k	ai	Fi
	tonf	m			tonf
7	273.59	20.40	5581.30	0.19	90.01
6	369.47	17.60	6502.63	0.22	104.87
5	369.47	14.80	5468.12	0.19	88.18
4	369.47	12.00	4433.61	0.15	71.50
3	369.47	9.20	3399.10	0.12	54.82
2	369.47	6.40	2364.59	0.08	38.13
1	384.97	3.60	1385.91	0.05	22.35
TOTAL	2505.91		29135.27		469.86

Tabla 3.14. Distribución de fuerzas sísmicas por piso – Eje Y

b) Análisis Dinámico

El análisis dinámico consiste en someter al modelo ETABS a una combinación modal espectral para poder analizar el comportamiento que tendrá el edificio ante un sismo.

Para dicho análisis se definirá la pseudoaceleración con la siguiente fórmula:

$$Sa = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

El espectro de pseudoaceleración es el siguiente:

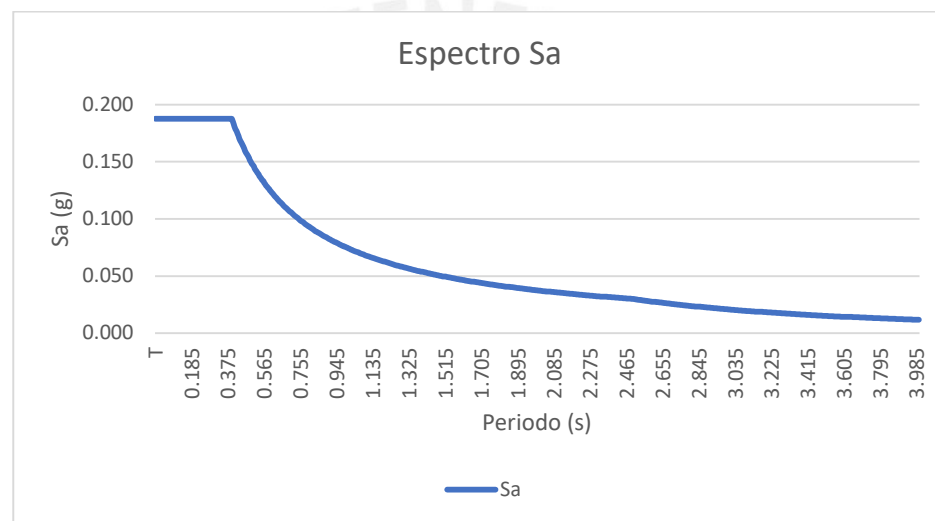


Figura 3.3. Espectro de pseudoaceleración

Al ingresar el espectro al programa ETABS se utilizó una combinación del tipo CQC (Combinación cuadrática completa) para superponer los resultados obtenidos para cada modo y así determinar la respuesta máxima elástica.

3.5. Modos de vibración de la estructura

Los modos de vibración se definen por medio de una forma de vibrar y un periodo de vibración; lo cual depende de la rigidez de cada entrepiso, así como de su distribución de masas. Para el caso, debido a que hay 7 niveles, se consideraron 21 modos de vibración (3 por piso, 1 por cada grado de libertad).

Modo	Periodo	X	Y	RZ
	Seg.			
1	0.621	0.7531	0.0000	0.0027
2	0.249	0.0025	0.0015	0.7404
3	0.177	0.0002	0.7361	0.0015
4	0.166	0.1560	0.0005	0.0007
5	0.078	0.0484	0.0000	0.0010
6	0.065	0.0012	0.0002	0.1959
7	0.048	0.0212	0.0000	0.0001
8	0.045	0.0000	0.2017	0.0001
9	0.033	0.0098	0.0000	0.0000
10	0.033	0.0003	0.0000	0.0389
11	0.025	0.0048	0.0000	0.0000
12	0.023	0.0001	0.0001	0.0120
13	0.022	0.0000	0.0412	0.0001
14	0.02	0.0022	0.0000	0.0000
15	0.018	0.0001	0.0000	0.0041
16	0.015	0.0000	0.0127	0.0000
17	0.015	0.0000	0.0000	0.0017
18	0.013	0.0000	0.0000	0.0007
19	0.012	0.0000	0.0041	0.0000
20	0.01	0.0000	0.0014	0.0000
21	0.009	0.0000	0.0004	0.0000

Tabla 3.15. Modo de Vibración

De la anterior tabla, podemos notar que el edificio es mucho más rígido en el sentido YY pues su periodo fundamental de vibración es menor en comparación al sentido XX; esto se puede corroborar al comparar el área de placas en cada sentido, donde hay mayor cantidad en YY.

3.6. Cortante basal dinámica y estática

En el inciso 3.4.a se calculó la cortante basal estática para ambas direcciones ($V_{x\text{estático}} = 302.65 \text{ ton}$ y $V_{y\text{estático}} = 469.86 \text{ ton}$).

Por otro lado, la cortante basal dinámica será determinada por medio del programa ETABS.

$$V_{\text{dinámico}x} = 238.38 \text{ ton}$$

$$V_{\text{dinámico}y} = 350.657 \text{ ton}$$

3.7. Amplificación de fuerzas sísmicas

Según la norma E.030, para cada una de las direcciones de análisis, la cortante basal dinámica no puede ser menor al 80% de la cortante basal estática (estructuras regulares). En caso de que lo anteriormente mencionado no se cumpla, será necesario incrementar la cortante basal dinámica.

		Eje X	Eje Y
Cortante Basal (ton)	S. Estático	302.646	469.857
	% S. Estático	242.117	375.886
	S. Dinámico	238.380	350.657
	Factor Escala	1.02	1.07

Tabla 3.16. Factor de escala para fuerzas sísmicas

Se puede apreciar del cuadro anterior que la cortante basal dinámica, tanto en el eje X como en Y, no cumple con ser mayor o igual al 80% de la cortante basal estática; por tal motivo, a pesar de ser poca la diferencia, se escalaron todos los valores en dichos casos de cargas.

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: 'Sismo Dinámico XX (Peso sísmico -Y)', Load Case Type: 'Response Spectrum', Mass Source: 'Previous (Peso sísmico -Y)', Analysis Model: 'Default'.
- Loads Applied:** A table with one entry:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro dinámico Sa	1.02
- Other Parameters:** Modal Load Case: 'Modal Peso sísmico -Y', Modal Combination Method: 'CQC', 'Include Rigid Response' is unchecked, Rigid Frequency, f1 and f2 are empty, Periodic + Rigid Type is empty, Earthquake Duration, t_d is empty, Directional Combination Type: 'Absolute', Absolute Directional Combination Scale Factor: '1', Modal Damping: 'Constant at 0.05', Diaphragm Eccentricity: '0 for All Diaphragms'.

Figura 3.4. Escalamiento de fuerzas sísmicas X-X

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: 'Sismo Dinámico YY (Peso sísmico +X)', Load Case Type: 'Response Spectrum', Mass Source: 'Previous (Peso sísmico +X)', Analysis Model: 'Default'.
- Loads Applied:** A table with one entry:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Espectro dinámico Sa	1.07
- Other Parameters:** Modal Load Case: 'Modal Peso sísmico +X', Modal Combination Method: 'CQC', 'Include Rigid Response' is unchecked, Rigid Frequency, f1 and f2 are empty, Periodic + Rigid Type is empty, Earthquake Duration, t_d is empty, Directional Combination Type: 'Absolute', Absolute Directional Combination Scale Factor: '1', Modal Damping: 'Constant at 0.05', Diaphragm Eccentricity: '0 for All Diaphragms'.

Figura 3.5. Escalamiento de fuerzas sísmicas Y-Y

3.8. Control de derivas de entrepiso

Según la norma E.030, la deriva máxima permisible en un edificio de concreto armado es 0.007, en el siguiente cuadro se comprobará que la anterior condición se cumpla tanto en la dirección X-X como Y-Y.

Nivel	Caso	Deriva (Elástica)	Deriva (Inelástica)	Condición
				< 0.007
Story7	S. Dinámico XX	0.0009	0.0039	OK
Story6	S. Dinámico XX	0.0010	0.0045	OK
Story5	S. Dinámico XX	0.0011	0.0048	OK
Story4	S. Dinámico XX	0.0011	0.0050	OK
Story3	S. Dinámico XX	0.0011	0.0048	OK
Story2	S. Dinámico XX	0.0009	0.0042	OK
Story1	S. Dinámico XX	0.0005	0.0022	OK

Tabla 3.17. Verificación de derivas en X-X

Nivel	Caso	Deriva (Elástica)	Deriva (Inelástica)	Condición
				< 0.007
Story7	S. Dinámico YY	0.00014	0.0006	OK
Story6	S. Dinámico YY	0.00015	0.0007	OK
Story5	S. Dinámico YY	0.00015	0.0007	OK
Story4	S. Dinámico YY	0.00014	0.0006	OK
Story3	S. Dinámico YY	0.00013	0.0006	OK
Story2	S. Dinámico YY	0.00011	0.0005	OK
Story1	S. Dinámico YY	0.00006	0.0003	OK

Tabla 3.18. Verificación de derivas en Y-Y

Se puede observar que en ninguno de los casos anteriores la deriva inelástica supera a la permisible, lo cual indica que tanto la estructuración y el pre dimensionamiento hechos fueron los adecuados, el modelo estructural es correcto.

3.9. Desplazamientos máximos y junta sísmica

En el siguiente cuadro se muestran los desplazamientos máximos que tuvo la estructura:

Nivel	Caso	Xmax (Elást.)	Xmax (Inel.)
		m	m
Story7	SD XX	0.0185	0.0834
Story6	SD XX	0.0161	0.0727
Story5	SD XX	0.0134	0.0604
Story4	SD XX	0.0105	0.0471
Story3	SD XX	0.0074	0.0331
Story2	SD XX	0.0044	0.0197
Story1	SD XX	0.0017	0.0078

Tabla 3.19. Desplazamientos máximos en X-X

Nivel	Caso	Ymax (Elást.)	ΔY_{max} (Inel.)
		m	m
Story7	SD YY	0.0025	0.0112
Story6	SD YY	0.0021	0.0095
Story5	SD YY	0.0017	0.0077
Story4	SD YY	0.0013	0.0058
Story3	SD YY	0.0009	0.0040
Story2	SD YY	0.0005	0.0024
Story1	SD YY	0.0002	0.0010

Tabla 3.20. Desplazamientos máximos en Y-Y

Ante un sismo, las estructuras tienen un diferente comportamiento; por tal motivo, debe existir una separación entre dos estructuras aledañas para que puedan moverse libremente sin chocar. Dicha separación entre edificios está dada en base a un valor “S” que debe cumplir las siguientes condiciones:

- No es menor que los $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios aledaños.
- No es menor a $0.006h$
- Debe ser mayor o igual a $0.03m$

Debido a que no se conoce los desplazamientos de los edificios aledaños, para el cálculo solo se tomaran en cuenta las 2 últimas condiciones.

$$S = 0.006h = 0.006 \times 20.4 = 0.1224m. (> a 0.03m)$$

Con el valor S hallado anteriormente, se procederá a determinar cuánto el edificio debe de retirarse de los límites de propiedades adyacentes. La separación debe ser el mayor valor de los siguientes dos casos:

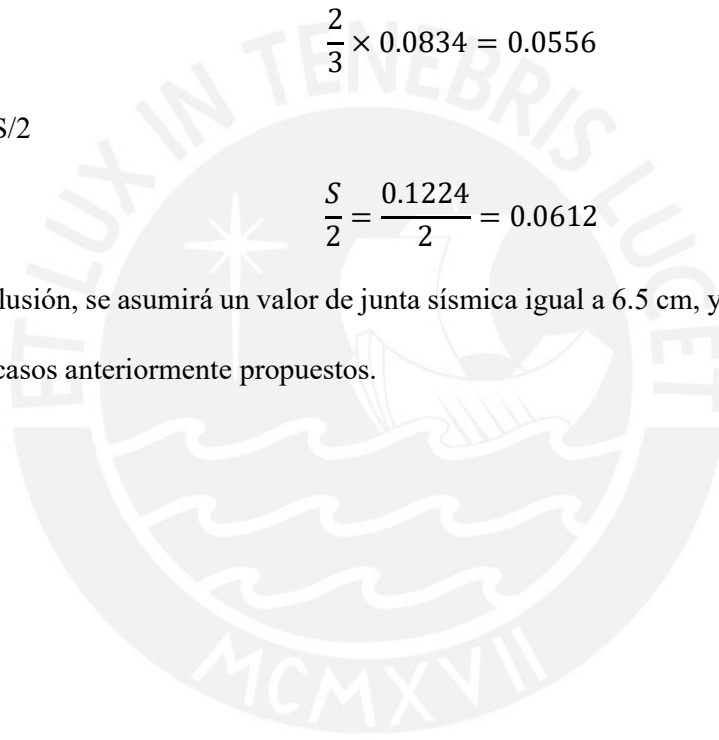
- 2/3 del desplazamiento máximo calculado

$$\frac{2}{3} \times 0.0834 = 0.0556$$

- S/2

$$\frac{S}{2} = \frac{0.1224}{2} = 0.0612$$

En conclusión, se asumirá un valor de junta sísmica igual a 6.5 cm, ya que cumple con los dos casos anteriormente propuestos.



4. Diseño de Losas

4.1. Losas Macizas

Las losas macizas se diseñarán por flexión y cortante. Se mostrará el diseño de la losa maciza entre los ejes A-F/6-7.

a) Modelos, metrados y análisis estructural para cargas de gravedad

Para la determinación del momento flector y fuerza cortante se usó el programa ETABS, donde se modelaron las losas como elementos bidireccionales del tipo “Shell-thin” y se les sometió a las cargas de gravedad presentadas en el inciso 2.8.b

	W (ton/m ³)	h(m)	W (ton/m ²)
CARGA MUERTA (CM)			0.580
Peso propio	2.400	0.200	0.480
Piso Terminado (e=5cm)	2.000	0.050	0.100
CARGA VIVA (CV)			0.200
Sobrecarga	-	-	0.200
CARGA ULTIMA	1.4CM + 1.7CV =		1.152

Tabla 2.9. Metrado de Losa Maciza

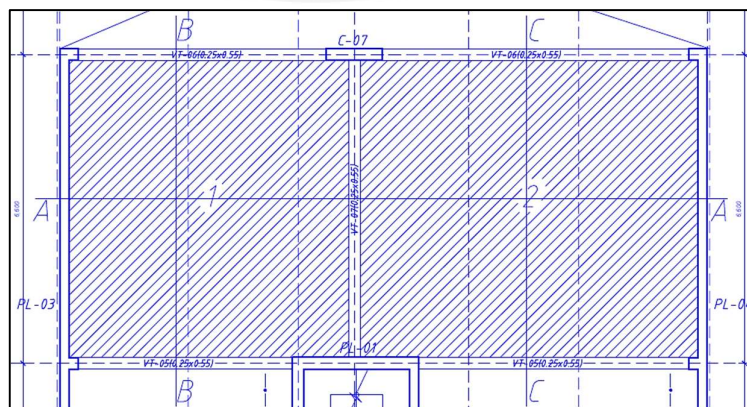


Figura 4.1. Plano en planta losa maciza Eje A-F/6-7

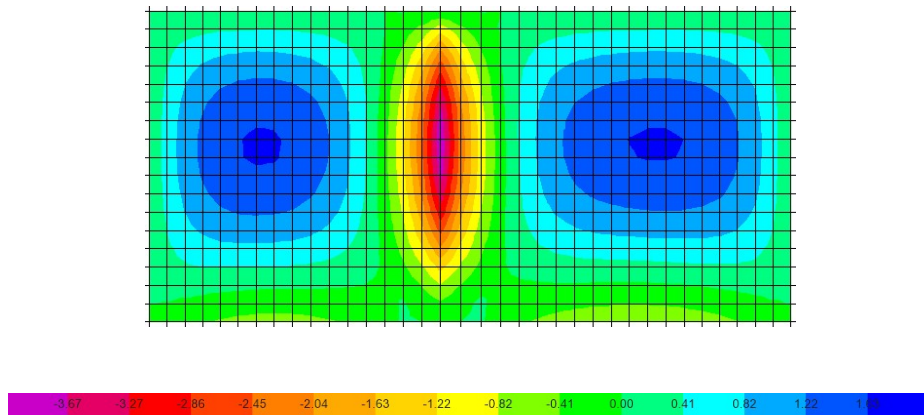


Figura 4.2. Distribución del momento flector en dirección X-X

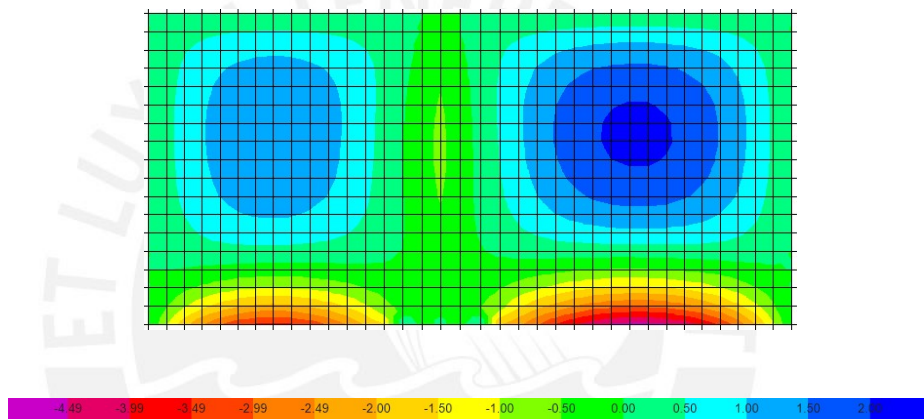


Figura 4.3. Distribución del momento flector en dirección Y-Y

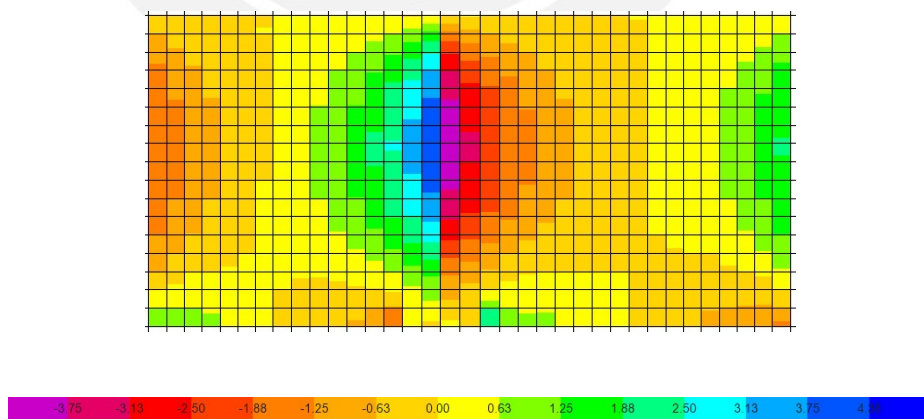


Figura 4.4. Distribución de la fuerza cortante en dirección X-X

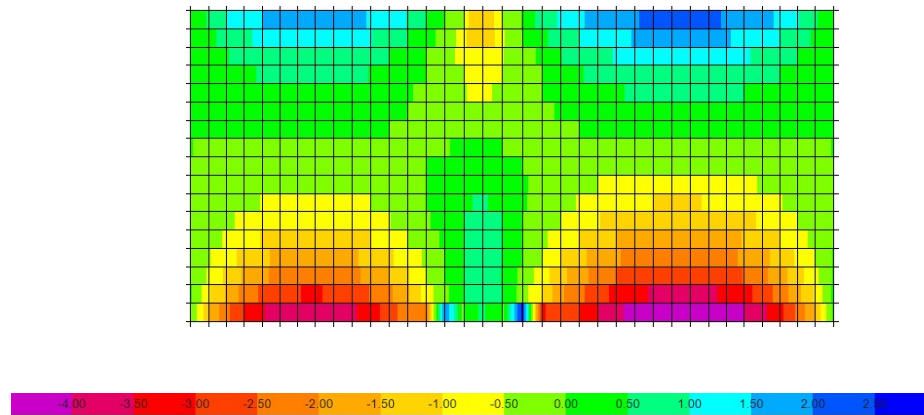


Figura 4.5. Distribución de la fuerza cortante en dirección Y-Y

b) Procedimiento de diseño

En primera instancia calcularemos el acero mínimo y máximo. Para el caso de la losa maciza, la norma estipula usar las siguientes fórmulas:

$$A_{smax} = 0.75 \times 2.13\% \times b \times d$$

$$A_{s+min} = 0.0012 \times b \times d$$

Con las anteriores fórmulas y la presentada en el inciso 1.4.a para el cálculo de acero mínimo (en este caso se usará para el A_{s^-min}), se tiene:

$$A_{smax} = 0.75 \times 2.13\% \times 100 \times 17 = 27.16 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s+min} = 0.0012 \times 100 \times 17 = 2.04 \text{ cm}^2/m$$

Es importante mencionar que los valores hallados anteriormente, al depender de la sección, son aplicables en todos los paños de losa maciza pues se tiene el mismo peralte.

Posteriormente se realizará el diseño por flexión de la losa para la dirección X-X e Y-Y; se usará la siguiente ecuación para hallar “a” a partir del Mu:

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

Utilizando las fórmulas del inciso 1.4.a, se calculará el área de acero y el momento de diseño el cual debe ser mayor o igual a el momento requerido; los momentos requeridos usados son los máximos valores negativos y positivos extraídos del análisis hecho en ETABS.

		Área de Barras (cm ²)													
		Mu	a	As req	0.71	1.29	0.50	0.71	1.29	1.99	2.84	5.10	As inst.	a'	φMn Inst.
		ton.m	cm	cm ²	3/8"	1/2"	8mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	cm ²	cm	ton.m
A-A	+	1.70	0.63	2.70	5								3.55	0.84	2.47
	-	4.00	1.53	6.52	5				2.5				6.78	1.59	4.61
	+	1.70	0.63	2.70	5								3.55	0.84	2.47
B-B	-	3.60	1.37	5.84	5				2.5				6.78	1.59	4.61
	+	1.50	0.56	2.37	5								3.55	0.84	2.47
C-C	-	4.60	1.78	7.55	5					2.5			8.53	2.01	5.73
	+	2.20	0.83	3.51	5								3.55	0.84	2.47

Tabla 4.1. Cálculo de varillas de acero

Del cuadro anterior, las dos primeras columnas en la zona de “Área de Barras” representa la cantidad de varillas que habrá en un metro de malla y las otras 6 columnas los refuerzos. Para calcular la distribución de acero de la malla se tendrá que dividir 1 m. entre la cantidad de varillas que se indique en el cuadro, por lo que se colocará 1φ3/8” @0.20m. superior e inferiormente en ambas direcciones (X-X e Y-Y); del mismo modo se calculará la distribución de los refuerzos de 1/2" y 5/8", es importante mencionar que en el caso de los refuerzos lo ideal es que estos coincidan con las viguetas de las losas aligeradas aladañas con la finalidad de que exista continuidad entre las losas.

Para finalizar, se realizará el diseño por cortante; de los gráficos de distribución de cortante (Figura 4.4 y 4.5) se obtiene una fuerza cortante última de 4.5 ton.

Utilizando las fórmulas del inciso 1.4.b y teniendo en cuenta que la norma permite incrementar en 10% la resistencia de corte del concreto, se tiene:

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 14.36 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 14.36 = 12.2 \text{ ton} > V_u$$

Al ser ϕV_c mayor a V_u , se concluye que la losa maciza no requiere refuerzos.

c) Ejemplos de Diseño:

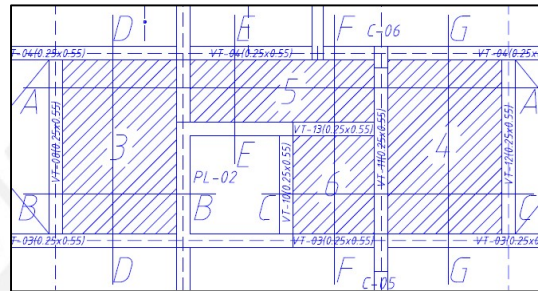


Figura 4.6. Plano en planta losa maciza Eje B-E/4-5

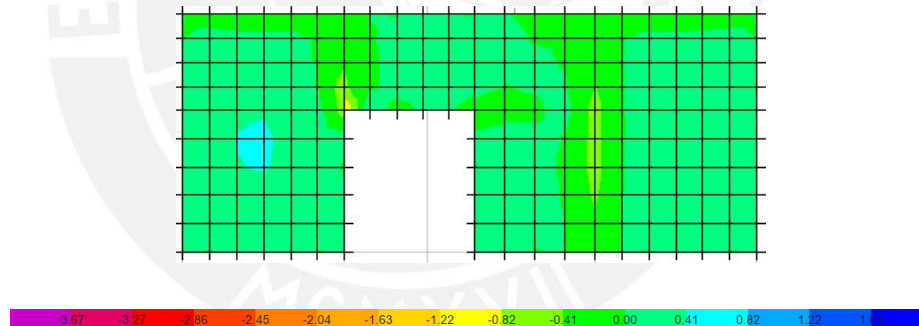


Figura 4.7. Distribución del momento flector en dirección X-X

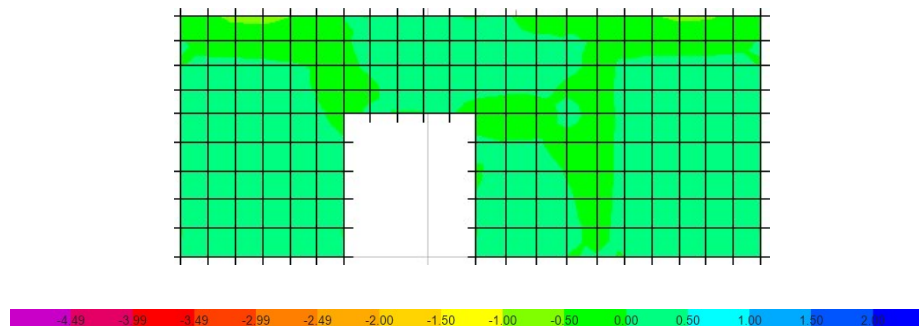


Figura 4.8. Distribución del momento flector en dirección Y-Y

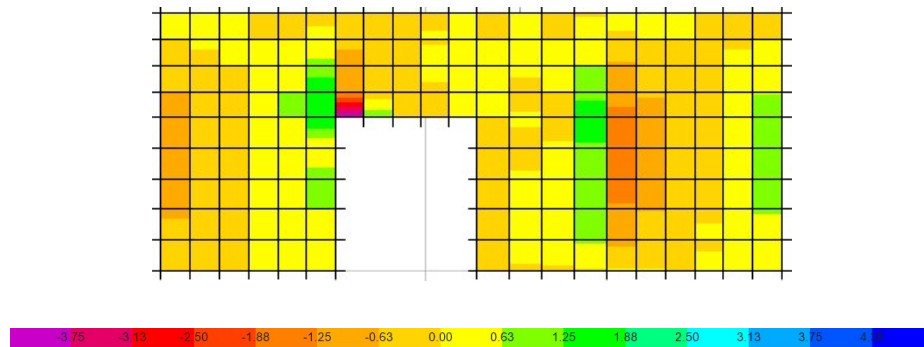


Figura 4.9. Distribución de la fuerza cortante en dirección X-X

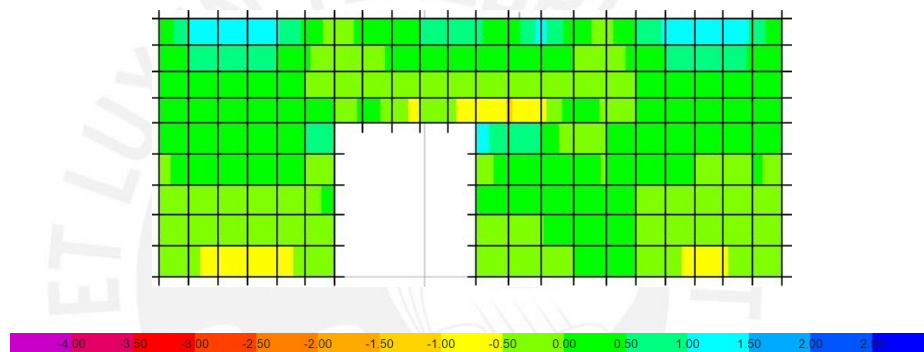


Figura 4.10. Distribución de la fuerza cortante en dirección Y-Y

Al no tener momentos tan grandes, bastará con colocar una cuantía de acero suficiente para cumplir con el acero mínimo.

La fuerza cortante última es 1.5 ton, mucho menor al ϕV_c hallado en el inciso anterior.

		Área de Barras (cm ²)													
		Mu	a	As req	0.71	1.29	0.50	0.71	1.29	1.99	2.84	5.10	As inst.	a'	φMn Inst.
		ton.m	cm	cm ²	3/8"	1/2"	8mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	cm ²	cm	ton.m
A-A	+	0.30	0.11	0.47	5								3.55	0.84	2.47
	-	0.60	0.22	0.94	5								3.55	0.84	2.47
	+	0.90	0.33	1.41	5								3.55	0.84	2.47
	-	0.40	0.15	0.63	5								3.55	0.84	2.47
	+	0.30	0.11	0.47	5								3.55	0.84	2.47
B-B	+	0.50	0.18	0.78	5								3.55	0.84	2.47
C-C	+	0.20	0.07	0.31	5								3.55	0.84	2.47
	-	0.50	0.18	0.78	5								3.55	0.84	2.47
	+	0.40	0.15	0.63	5								3.55	0.84	2.47
D-D	+	0.30	0.11	0.47	5								3.55	0.84	2.47
	-	0.70	0.26	1.10	5								3.55	0.84	2.47
E-E	+	0.20	0.07	0.31	5								3.55	0.84	2.47
F-F	+	0.10	0.04	0.16	5								3.55	0.84	2.47
	-	0.30	0.11	0.47	5								3.55	0.84	2.47
	+	0.20	0.07	0.31	5								3.55	0.84	2.47
	-	0.30	0.11	0.47	5								3.55	0.84	2.47
G-G	+	0.20	0.07	0.31	5								3.55	0.84	2.47
	-	0.60	0.22	0.94	5								3.55	0.84	2.47

Tabla 4.2. Cálculo de varillas de acero

4.2. Losas Aligeradas

Al igual que las losas macizas, las losas aligeradas se diseñarán por flexión y corte. Se mostrará el diseño de la losa aligerada entre los ejes A-F/2-3.

a) Modelos, metrados y análisis estructural para cargas de gravedad

Para la determinación del momento flector y fuerza cortante se usó el programa “ftool”, donde se modelaron las viguetas como elementos unidireccionales y se les sometió a las cargas de gravedad presentadas en el inciso 2.8.a.

	W (ton/m ²)	bf (m)	W (ton/m)
CARGA MUERTA (CM)			0.180
Peso propio	0.350	0.400	0.140
Piso Terminado (e=5 cm)	0.100	0.400	0.040
CARGA VIVA (CV)			0.080
Sobrecarga	0.20	0.40	0.080
CARGA ULTIMA	1.4CM + 1.7CV =		0.388

Tabla 2.6. Metrado de Losa Aligerada

	γ (ton/m ³)	h (m)	e (m)	W(ton/m)
CARGA MUERTA (CM)				0.574
Peso tabique	1.500	2.550	0.150	0.574
CARGA ULTIMA		1.4CM =		0.803

Tabla 2.7. Metrado de tabiquería – Carga distribuida

	γ (ton/m ³)	h (m)	e (m)	bf (m)	W(ton/m)
CARGA MUERTA (CM)					0.230
Peso tabique	1.500	2.550	0.150	0.400	0.230
CARGA ULTIMA		1.4CM =			0.321

Tabla 2.8. Metrado de tabiquería – Carga puntual

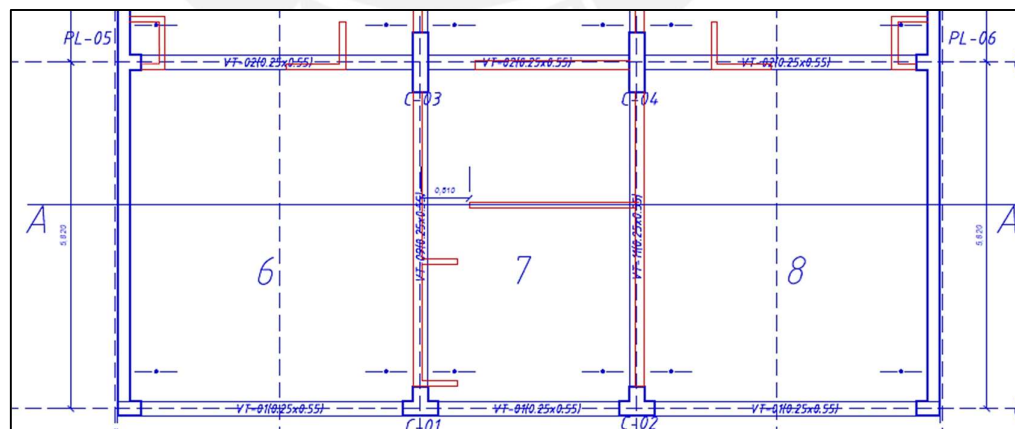


Figura 4.11. Plano en planta losa aligerada X-X ejes A-F/2-3

En la figura anterior, lo dibujado de color rojo representa la tabiquería presente en el proyecto; para el análisis se harán los cortes de tal forma que se evalúen los casos más críticos, donde la vigueta soporte mayor carga de gravedad.

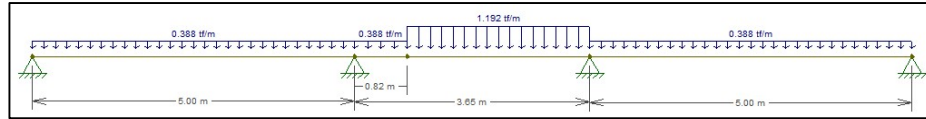


Figura 4.12. Modelo de vigueta de losa aligerada

Además, se considerarán para el diseño la alternancia de carga viva:

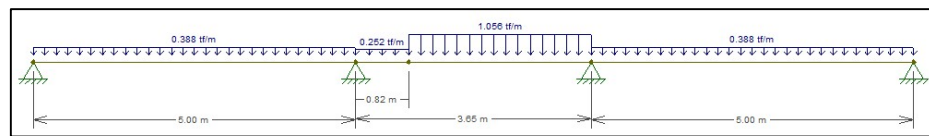


Figura 4.13. Modelo de vigueta considerando CV a los extremos (Caso 1)

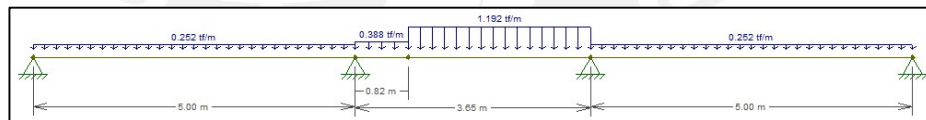


Figura 4.14. Modelo de vigueta considerando CV en medio (Caso 2)

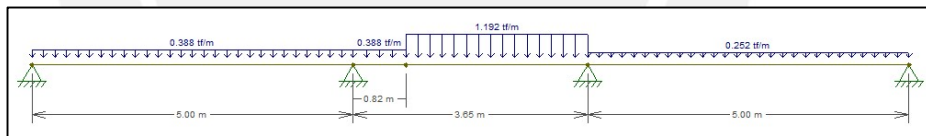


Figura 4.15. Vigueta considerando CV en los 2 primeros tramos (Caso 3)

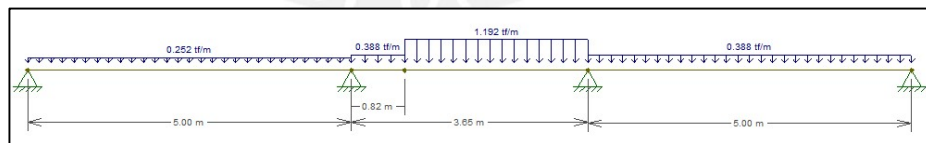


Figura 4.16. Vigueta considerando CV en los 2 últimos tramos (Caso 4)

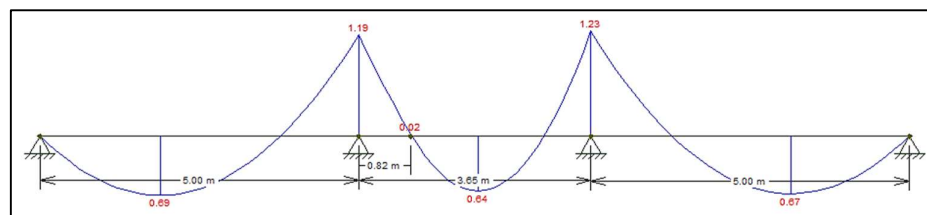


Figura 4.17. Diagrama de momento flector (DMF) sin considerar alternancia

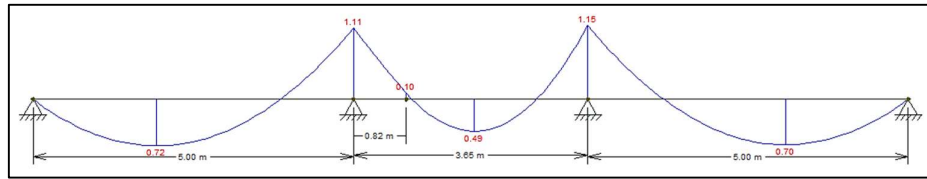


Figura 4.18. DMF considerando alternancia caso 1

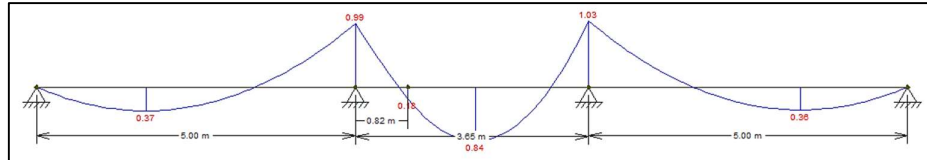


Figura 4.19. DMF considerando alternancia caso 2

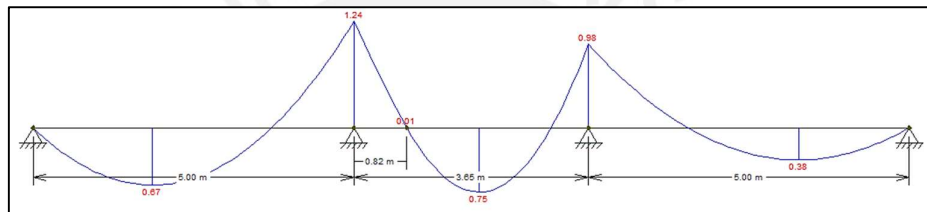


Figura 4.20. DMF considerando alternancia caso 3

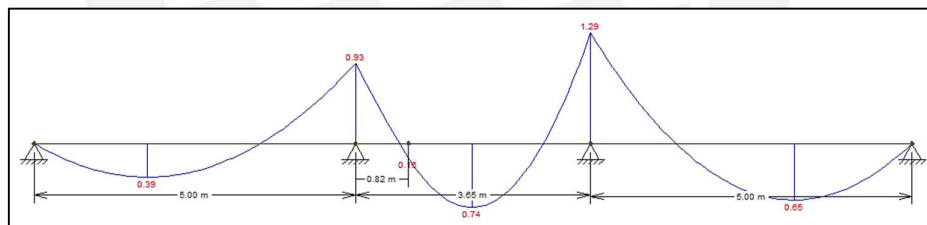


Figura 4.21. DMF considerando alternancia caso 4

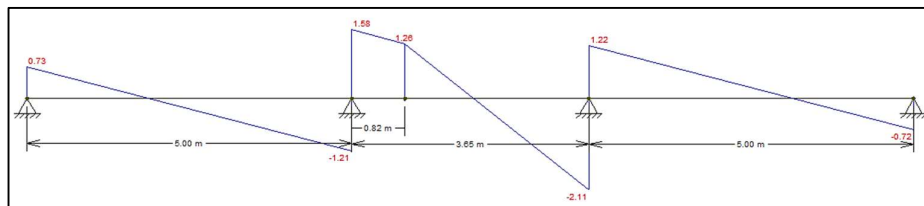


Figura 4.22. Diagrama de fuerzas cortante (DFC) sin considerar alternancia

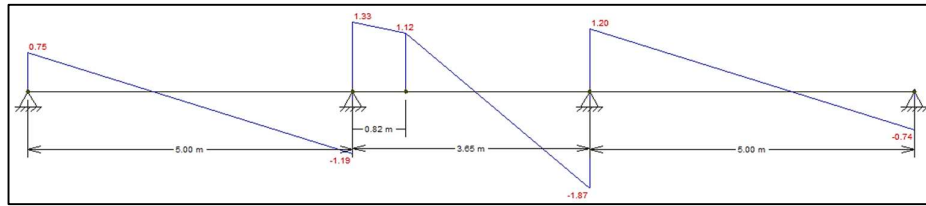


Figura 4.23. DFC considerando alternancia caso 1

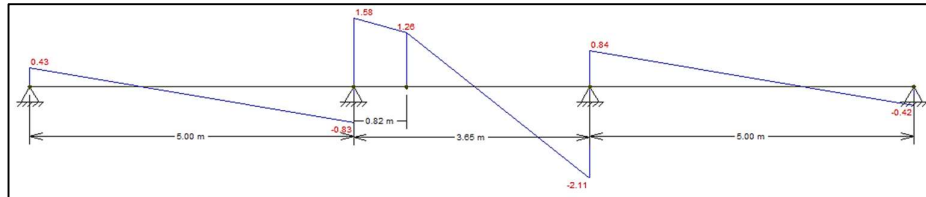


Figura 4.24. DFC considerando alternancia caso 2

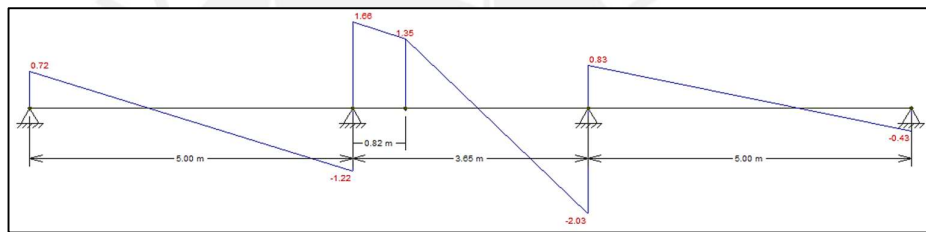


Figura 4.25. DFC considerando alternancia caso 3

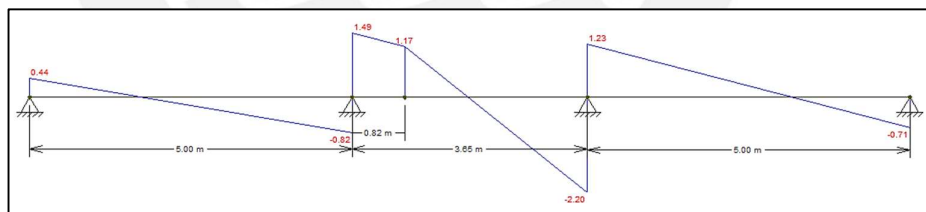


Figura 4.26. DFC considerando alternancia caso 4

b) Procedimiento de diseño

Usando las fórmulas planteadas en el inciso 1.4.a, se procederá a hallar el acero mínimo:

$$A_s^{+min} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22}{4200} = 0.53 \text{ cm}^2$$

As^{-min} :

$$fr = 2\sqrt{210} \approx 29 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Mcr = \frac{29 \times 22708.33}{8.75} = 75261.9 \text{ kg.cm} \equiv 0.75 \text{ ton.m}$$

$$\phi Mn \geq 1.2Mcr = 0.9 \text{ ton.m}$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2|0.9|}{0.85 \times 0.9 \times 210 \times 10}} = 2.71 \text{ cm}$$

$$0.9 \times fy \times As^{-min} \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq 0.9 \text{ ton.m}$$

$$As^{-min} = \frac{0.9 \times 100000}{0.9 \times 4200 \times \left(22 - \frac{2.71}{2}\right)} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Es necesario mencionar que no se está mostrando el cálculo del acero máximo pues es un límite que rara vez controla el diseño.

Posteriormente se realizará el diseño por flexión de la vigueta usando como momentos de diseño los máximos positivos y negativos obtenidos al superponer los DMF de todos los casos.

Se usarán las siguientes ecuaciones, variaciones de las ecuaciones planteadas en el inciso 1.4.a, donde se plantea una nueva variable “w”.

Definimos:

$$\rho = \frac{As}{b \times d}$$

$$w = \frac{\rho \times fy}{f'c}$$

Se obtiene:

$$\phi Mn = \phi \times f'c \times b \times d^2 \times w(1 - 0.59w)$$

	-	+	-	+	-	+	-
Mu(ton.m)	0.000	0.720	1.240	0.840	1.290	0.700	0.000
b (cm)	10	40	10	40	10	40	10
w	0.000	0.020	0.149	0.023	0.155	0.019	0.000
ρ (%)	0.00%	0.10%	0.74%	0.12%	0.78%	0.10%	0.00%
As (cm²)	0.000	0.876	1.634	1.024	1.708	0.851	0.000

As inst	1.29	1.29	2.00	1.29	2.00	1.29	1.29
ρ (%)	0.59%	0.15%	0.91%	0.15%	0.91%	0.15%	0.59%
w	0.117	0.029	0.182	0.029	0.182	0.029	0.117
Mn(ton.m)	1.109	1.171	1.650	1.171	1.650	1.171	1.109

Tabla 4.3. Cálculo de varillas de acero

$$1\emptyset 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$1\emptyset 1/2" + 1\emptyset 3/8 = 2 \text{ cm}^2$$

Se realizará el diseño por cortante:

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1.86 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 1.86 = 1.58 \text{ ton}$$

De los gráficos 4.22, 4.23, 4.24, 4.25 y 4.26 se obtiene una cortante última igual a 2.2 ton, por lo que la resistencia al corte del concreto no será suficiente y se tendrá que utilizar ensanches alternados.

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 22 = 4.65$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 4.65 = 3.95 \text{ ton} > V_u$$

Por último, el acero de temperatura se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2/m$$

Se colocará: $1\emptyset 1/4"@0.25m$.

Es importante mencionar que mayormente se realiza el análisis y diseño considerando una carga de tabiquería por metro cuadrado igual a 0.1 ton/m^2 , teniendo el siguiente modelo de viga:

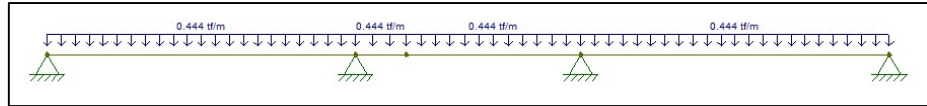


Figura 4.27. Modelo de viga considerando tabiquería por m^2

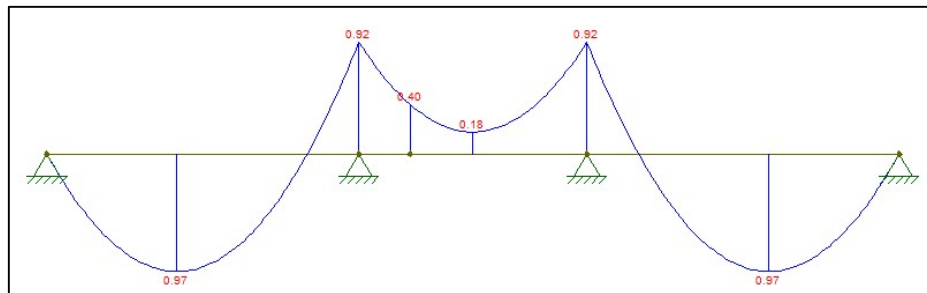


Figura 4.28. DMF considerando tabiquería por m^2

Podemos apreciar que, para un modelo simplemente apoyado de tres tramos, los momentos positivos en los tramos extremos son mayores en comparación a los de la figura 4.17 y en el tramo del medio tanto los momentos positivos como negativos disminuyen, generando una variación en los momentos últimos y por ende en el área de acero colocada.

Finalmente, se verifica que las deflexiones que tiene la viga están dentro de los permitido según norma ($L/480$), dicho análisis se hace considerando cargas en servicio.

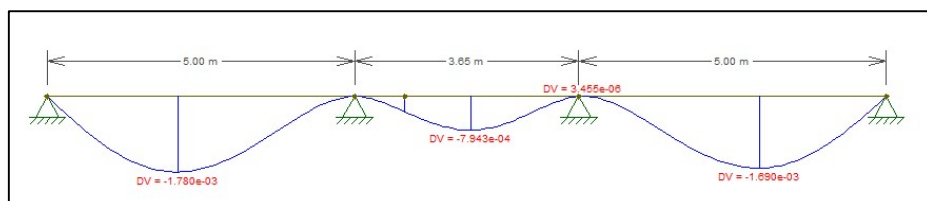


Figura 4.29. Deflexiones de la viga

c) Ejemplos de diseño

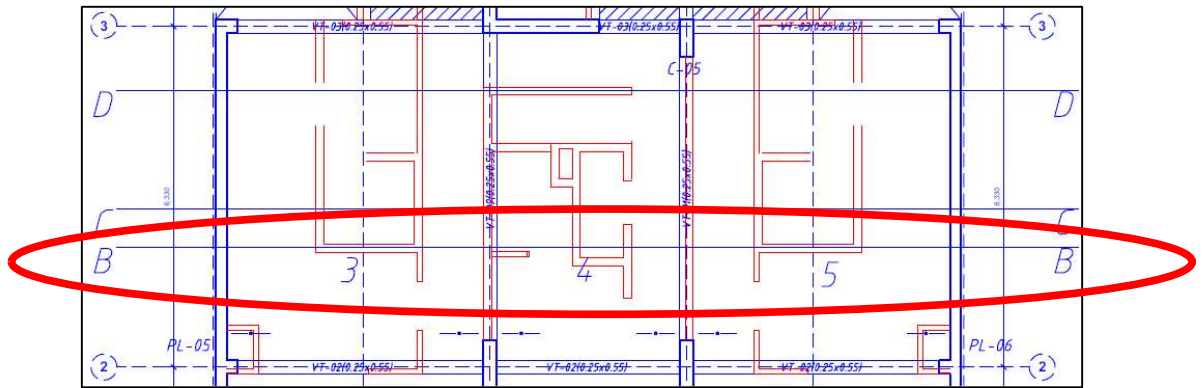


Figura 4.30. Plano en planta losa aligerada X-X ejes A-F/3-4

Para el ejemplo 1, se mostrará el diseño del corte B que es donde la vigueta presenta mayores momentos requeridos.

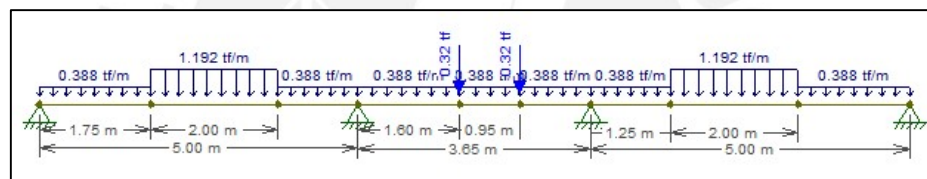


Figura 4.31. Modelo de vigueta de losa aligerada

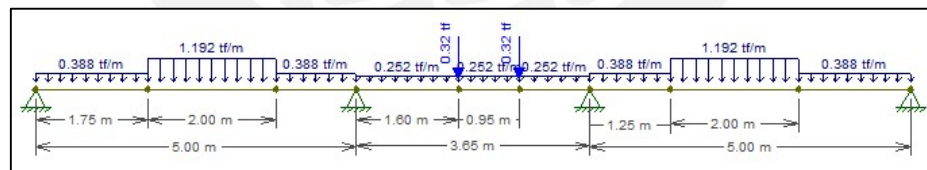


Figura 4.32. Modelo de vigueta considerando CV a los extremos (Caso 1)

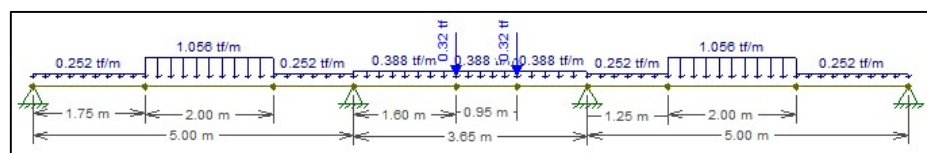


Figura 4.33. Modelo de vigueta considerando CV en medio (Caso 2)

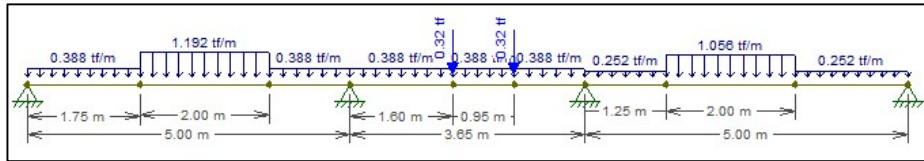


Figura 4.34. Vigueta considerando CV en los 2 primeros tramos (Caso 3)

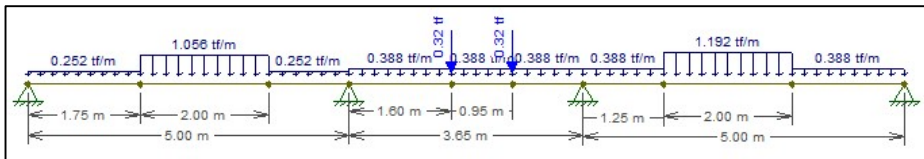


Figura 4.35. Vigueta considerando CV en los 2 últimos tramos (Caso 4)

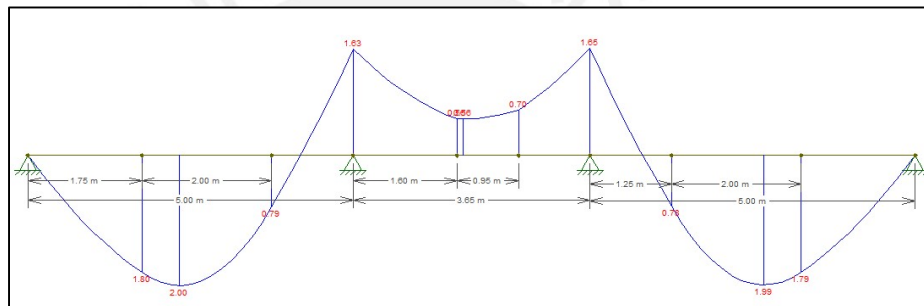


Figura 4.36. DMF sin considerar alternancia

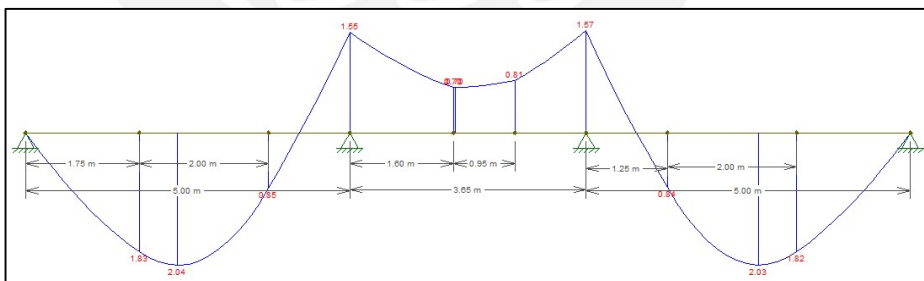


Figura 4.37. DMF Caso 1

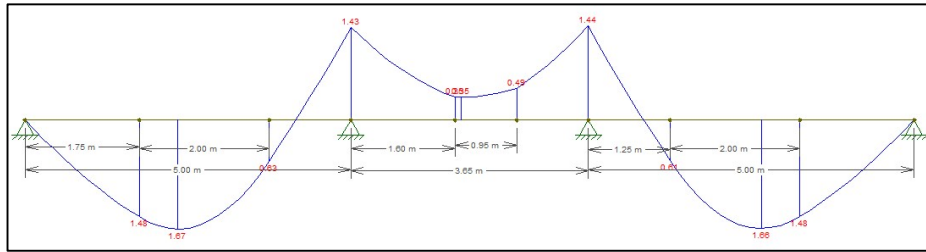


Figura 4.38. DMF Caso 2

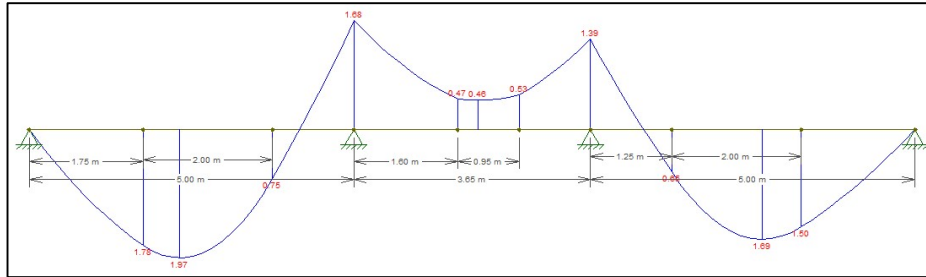


Figura 4.39. DMF Caso 3

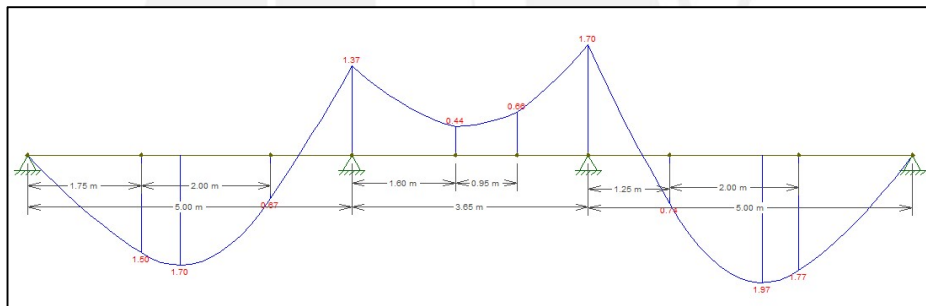


Figura 4.40. DMF Caso 4

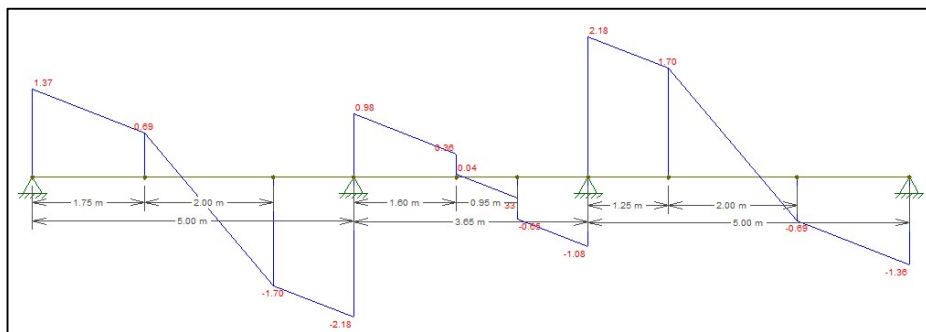


Figura 4.41. DFC sin considerar alternancia

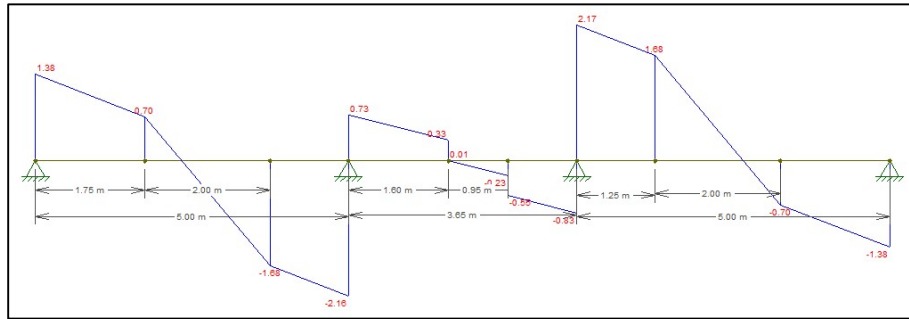


Figura 4.42. DFC Caso 1

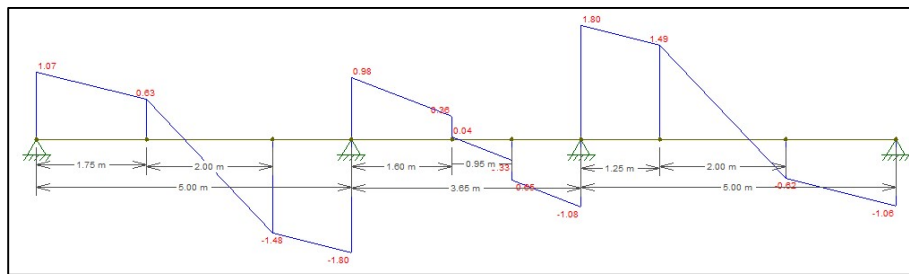


Figura 4.43. DFC Caso 2

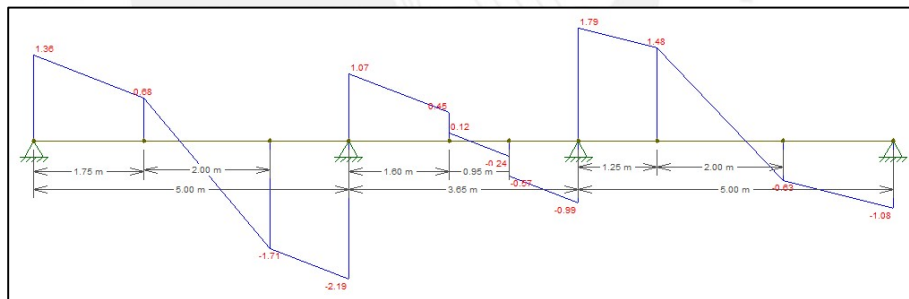


Figura 4.44. DFC Caso 3

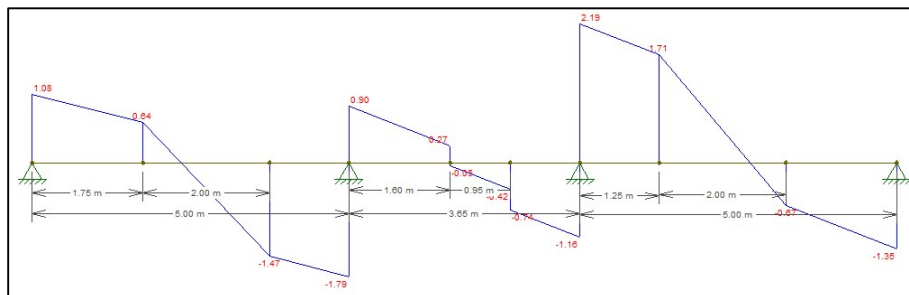


Figura 4.45. DFC Caso 4

	-	+	-	-	-	+	-
Mu(ton.m)	0.000	2.040	1.680	0.810	1.700	2.030	0.000
b (cm)	10	40	10	10	10	40	10
w	0.000	0.058	0.210	0.094	0.212	0.057	0.000
ρ (%)	0.00%	0.29%	1.05%	0.47%	1.06%	0.29%	0.00%
As (cm²)	0.000	2.540	2.305	1.031	2.337	2.527	0.000

As inst	1.29	2.58	2.58	1.29	2.58	2.58	1.29
ρ (%)	0.0059	0.0029	0.0117	0.0059	0.0117	0.0029	0.0059
w	0.117	0.059	0.235	0.117	0.235	0.059	0.117
Mn(ton.m)	1.109	2.301	2.054	1.109	2.054	2.301	1.109

Tabla 4.4. Cálculo de varillas de acero

$$1\emptyset 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$2\emptyset 1/2" = 2.58 \text{ cm}^2$$

De los gráficos 4.38, 4.29, 4.40, 4.41 y 4.42 se obtiene una cortante última igual a 2.19 ton, por lo que la resistencia al corte del concreto no será suficiente y se tendrá que utilizar ensanches alternados.

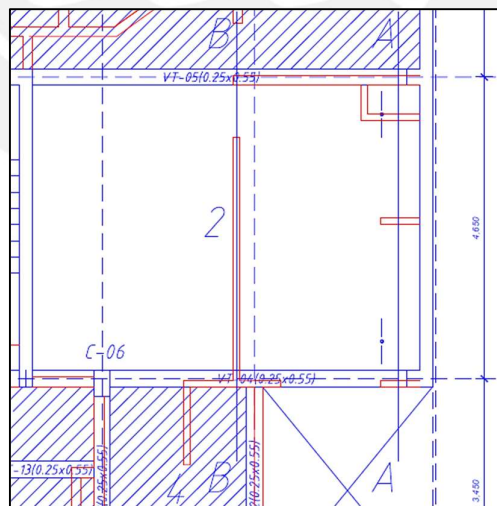


Figura 4.46. Plano en planta losa aligerada Y-Y ejes D-F/5-6

Para el ejemplo 2, se mostrará el diseño del corte A; es importante mencionar que al realizar el diseño de la vigueta en el corte B se pudo apreciar que el área de acero requerido era tan grande que se necesitaría usar refuerzos de acero de 5/8", por tal motivo se optó por usar una viga chata en esa zona (debajo del tabique).

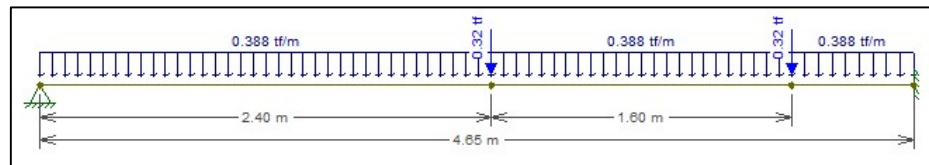


Figura 4.47. Modelo de vigueta de losa aligerada

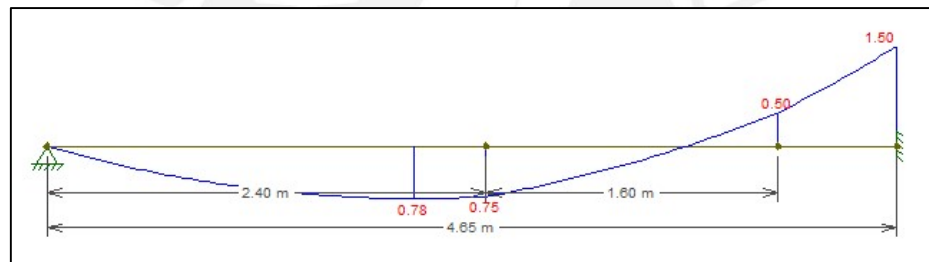


Figura 4.48. DMF

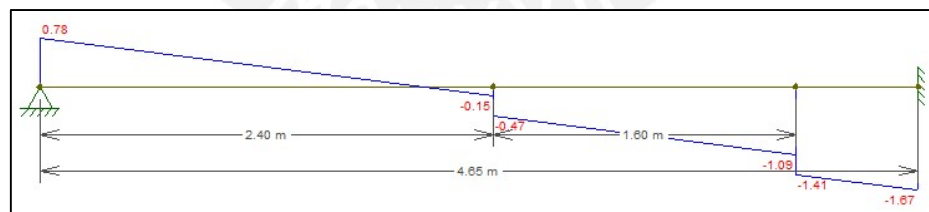


Figura 4.49. DFC

	-	+	-
Mu(ton.m)	0.000	0.780	1.500
b(cm)	10	40	10
w	0.000	0.022	0.184
ρ	0.00%	0.11%	0.92%
As (cm2)	0.000	0.950	2.023
As inst	1.29	1.29	2.58
ρ	0.0059	0.0015	0.0117
w	0.117	0.029	0.235
Mn(ton.m)	1.109	1.171	2.054
Fs inst	-	2.17	2.01

Tabla 4.5. Cálculo de varillas de acero

$$1\emptyset 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$2\emptyset 1/2" = 2.58 \text{ cm}^2$$

Del gráfico 4.30 se obtiene una cortante última igual a 1.67 ton, por lo que la resistencia al corte del concreto no será suficiente y se tendrá que utilizar ensanches alternados.

5. Diseño de Vigas

5.1. Modelos y metrados para el análisis estructural

Se presenta el análisis de la viga peraltada VT-06(0.25x0.55) que se encuentra en el eje horizontal 7 y entre los ejes verticales A y F.

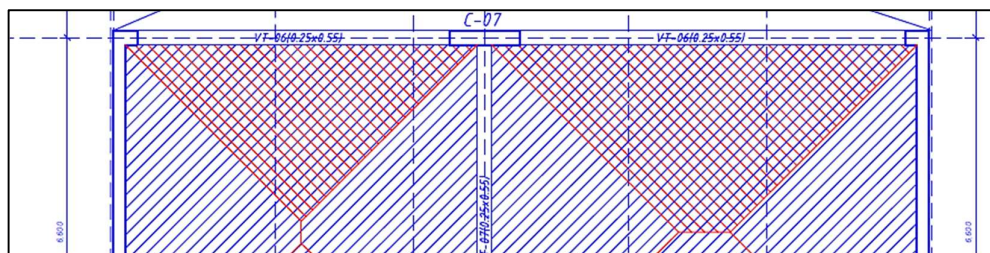


Figura 5.1. Vista en planta de viga VT-06

El metrado de la viga (sola) es el siguiente:

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 0.55 \times 2.4 = 0.33 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \times 0.25 = 0.025 \text{ ton/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \times 0.25 = 0.05 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga Última} = 1.4 \times 0.355 + 1.7 \times 0.05 = 0.582 \text{ ton/m}$$

Las losas adyacentes pasan cargas a la viga en forma triangular (1er tramo) y trapezoidal (2do tramo), dichas formas se generan de trazar una recta de las esquinas de los paños en un ángulo de 45°.

$$\text{Carga última de losa maciza (1er tramo)} = 1.322 \times 3 = 3.97 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga última de losa maciza (2do tramo)} = 1.322 \times 3.175 = 4.2 \text{ ton/m}$$

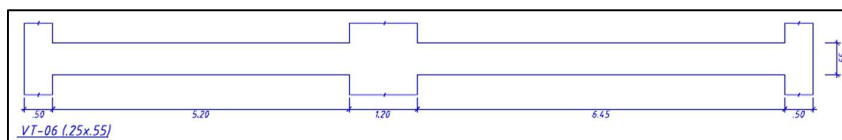


Figura 5.2. Vista de perfil viga VT-06

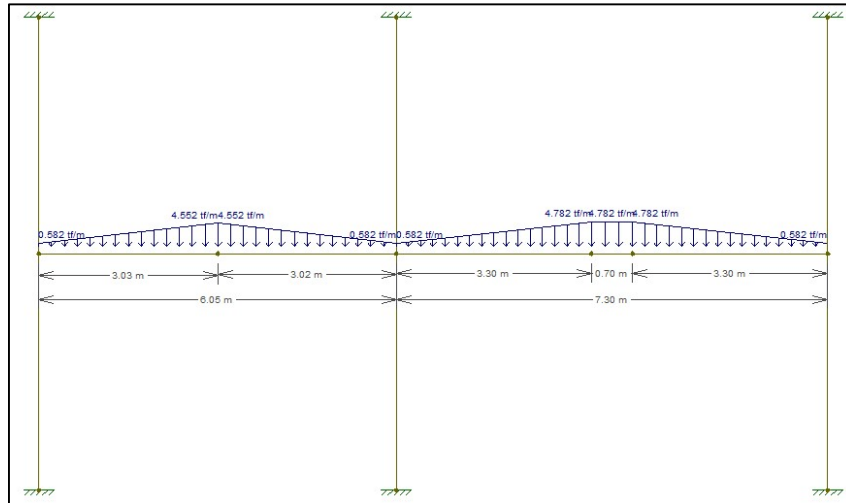


Figura 5.3. Modelo de viga VT-06 con cargas de gravedad

Como se indicó en el inciso 1.4, el diseño por resistencia toma en consideración distintas combinaciones de carga; la figura 5.3 solo satisface aquella combinación que depende netamente de las cargas de gravedad.

Para las combinaciones de carga donde se considera la presencia de sismo se usará el programa ETABS, el cual permite también analizar el caso anteriormente visto.

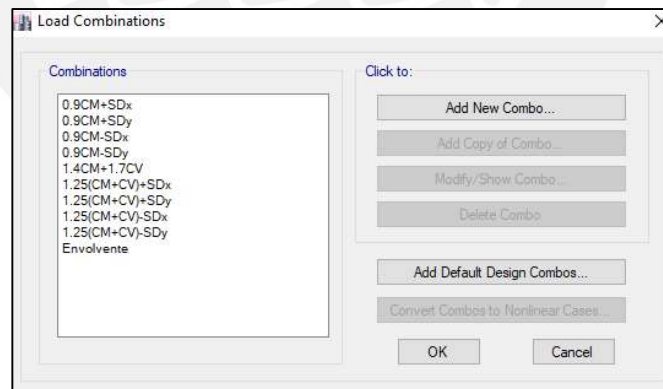


Figura 5.4. Combinaciones de cargas ETABS

Se diseñará la viga por flexión usando la envolvente de todos los casos:

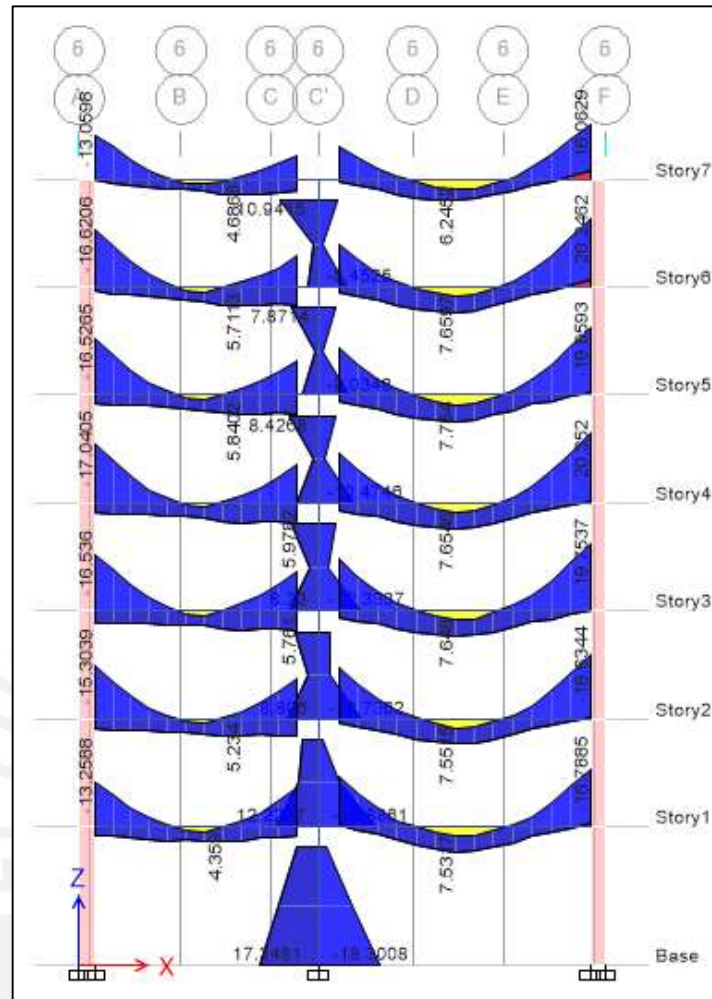


Figura 5.5. Combinaciones de cargas ETABS

5.2. Procedimiento de diseño

De forma muy parecida al diseño de losa, en primera instancia se determinará el acero mínimo:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 25 \times 49}{4200} = 2.96 \text{ cm}^2$$

Usando las fórmulas del inciso 1.4.a (diseño por flexión) se calculará el acero requerido para los momentos en la envolvente:

		Área de Barras (cm ²)									As	Mn	
		Mu	As req	1.99	2.84	0.5	0.71	1.29	1.99	2.84	5.1	inst.	Inst.
		ton.m	cm ²	5/8"	3/4"	8mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	cm ²	ton.m
1ER	-	17.04	10.20		2					2		11.36	20.83
TRA	+	5.98	3.33		2							5.68	11.05
MO	-	11.75	6.78		2				1			7.67	14.62
2DO	-	15.05	8.88		2				2			9.66	18.04
TRA	+	7.75	4.37		2							5.68	11.05
MO	-	20.35	12.49		2				1	2		13.35	23.95

Tabla 5.1. Cálculo de varillas de acero viga VT-06

Como se puede apreciar del cuadro anterior, se tendrán 2 varillas longitudinales de 3/4" tanto en la parte superior como en la parte inferior de la viga que cumpliría la función de acero mínimo instalado. En algunos casos el momento último es tan grande que se requerirá refuerzos de acero entre 5/8" y 3/4" de diámetro.

Es importante mencionar que la norma E.060, en el capítulo 21, estipula algunas condiciones acerca del momento nominal en vigas:

- El momento nominal positivo debe ser mayor o igual a un tercio del momento nominal negativo ubicado en la cara de los nudos (extremos).
- El momento nominal en cualquier sección de la viga debe ser mayor o igual a un cuarto del momento nominal en la cara de cualquier nudo.

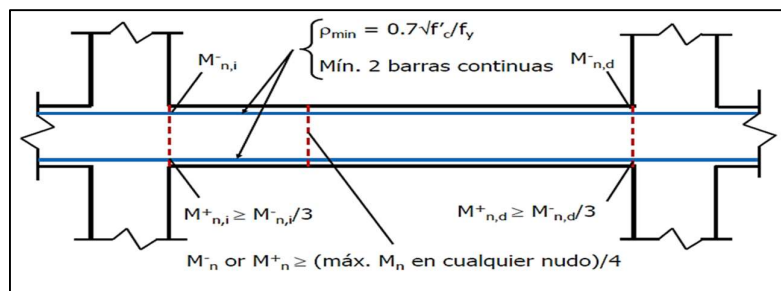


Figura 5.6. Requisitos en vigas para edificios tipo Muros o Dual Tipo I

Se verificará el primer tramo de la viga VT-06 a manera de ejemplo, para la revisión de la primera condición se tiene:

$$20.83 = M^{-n,i} \geq M^{+n,i}/3 = \frac{11.05}{3} = 3.68 \text{ (Cumple)}$$

$$14.62 = M^{-n,d} \geq M^{+n,d}/3 = \frac{11.05}{3} = 3.68 \text{ (Cumple)}$$

En el caso de la segunda condición, se busca que el momento nominal en cualquier sección sea mayor o igual a un cuarto del momento nominal en la cara de cualquier nudo; por ende, se comparará el momento nominal mínimo (acero mínimo instalado) con el mayor momento nominal en ambos extremos del tramo.

$$11.05 = Mn_{min} \geq Mn_{max}(\text{nudo})/4 = \frac{20.83}{4} = 5.21 \text{ (Cumple)}$$

En lo que respecta al diseño por cortante, la norma E.060 estipula que las vigas deben diseñarse por capacidad, por lo que la fuerza cortante última no debe ser menor que el menor valor en los siguientes escenarios:

- La suma de la cortante asociada con el desarrollo de los momentos nominales en cada extremo del tramo y la cortante asociada a las cargas de gravedad amplificadas.

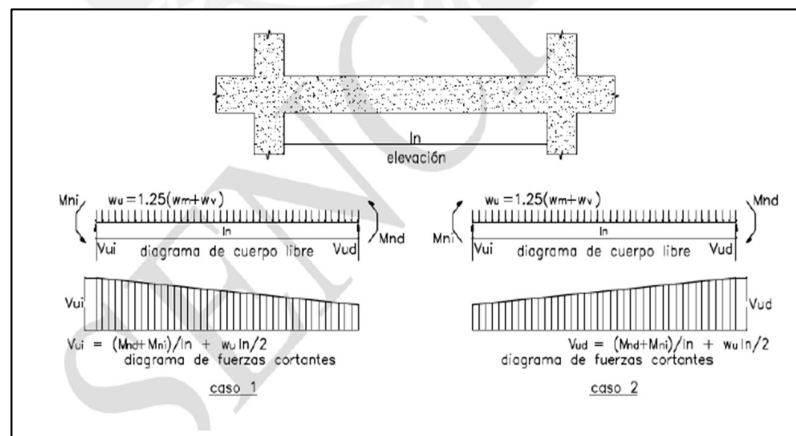


Figura 5.7. Casos del primer escenario del diseño por capacidad

- La cortante máxima obtenida de las siguientes combinaciones de carga:

$$CU = 1.25(CM + CV) \pm 2.5CS$$

$$CU = 0.9CM \pm 2.5CS$$

Para el primer tramo de la viga VT-06, se muestra los modelos y diagramas de fuerza cortante para el primero de los escenarios anteriormente mencionados:

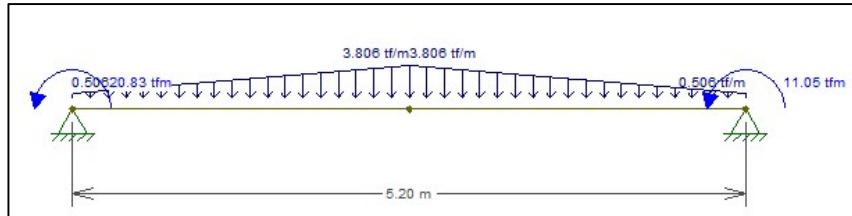


Figura 5.8. Modelo del Caso 1 – Primer escenario

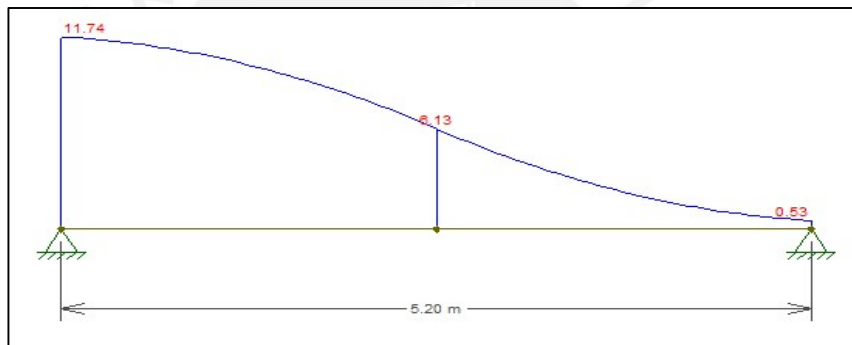


Figura 5.9. DFC del Caso 1 – Primer escenario

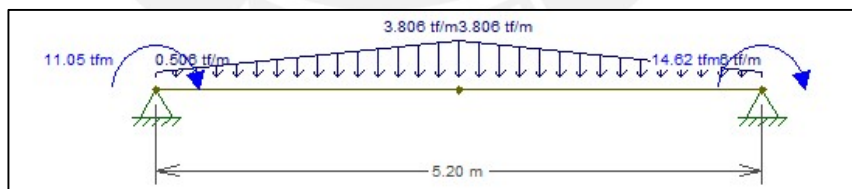


Figura 5.10. Modelo del Caso 2 – Primer escenario

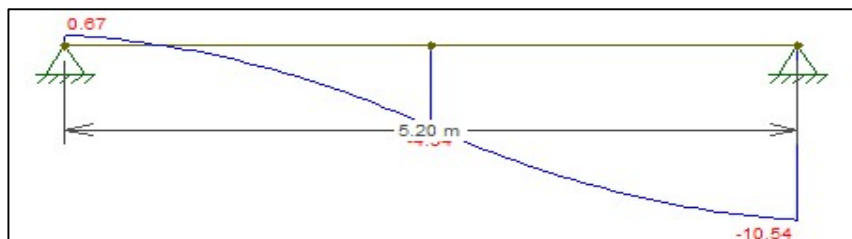


Figura 5.11. DFC del Caso 2 – Primer escenario

Para el segundo escenario, ya que lo que se busca es la cortante máxima, se presenta la envolvente de todas las combinaciones de carga indicadas:

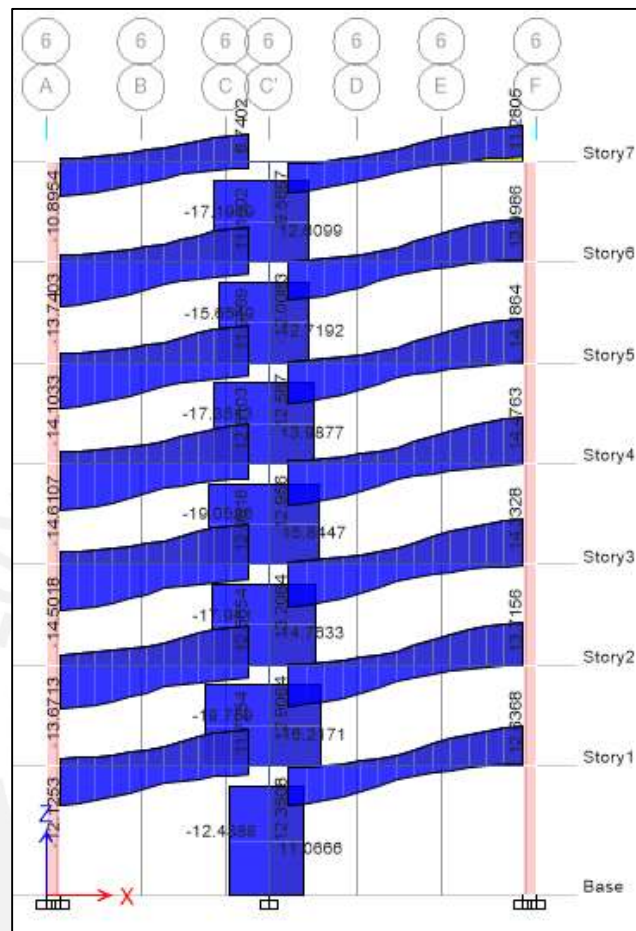


Figura 5.12. DFC viga VT-06 – Segundo escenario

De las figuras anteriores se puede observar que en el escenario 1 el mayor valor es 11.74 ton (caso 1); por otro lado, en el escenario 2 la máxima cortante es 14.61 ton. Según la norma, la fuerza cortante última de diseño no debe ser menor al menor valor de ambos escenarios (11.74 ton). Al analizar el diagrama de fuerzas cortantes generado por la envolvente de las combinaciones de carga presentadas en el inciso 1.4 (“Diseño por resistencia”) se aprecia un valor igual a 10.02 ton, menor al hallado por capacidad; por tal motivo, el valor V_u a utilizar será igual a 11.74 ton.

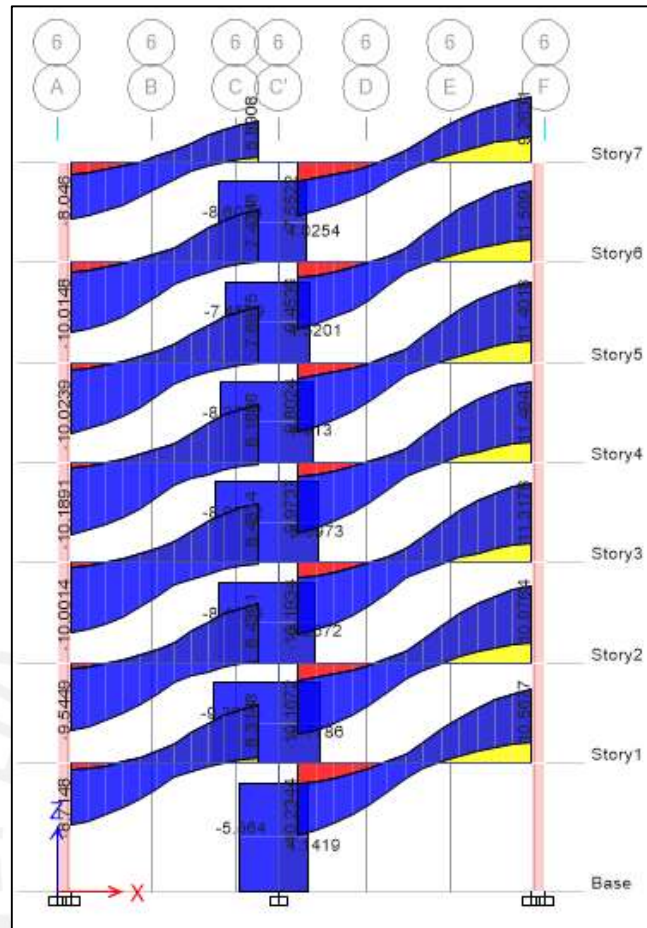


Figura 5.13. DFC viga VT-06 – Diseño por resistencia

Teniendo ya definido la cortante última, se procederá con el diseño por cortante considerando estribos de 3/8”:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 49 = 9.41 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 9.41 = 8 \text{ ton} < V_u$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c = \frac{11.74}{0.85} - 9.41 = 4.4 \text{ ton}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{(2 \times 0.71) \times 4200 \times 49}{2380} = 66.4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = d/2 = 24.5 \text{ cm}$$

Es importante mencionar que la norma E.060 estipula que el espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento no debe exceder al menor de los siguientes casos:

- $d/4$
- Diez veces el diámetro de acero longitudinal de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro del estribo
- 300 mm

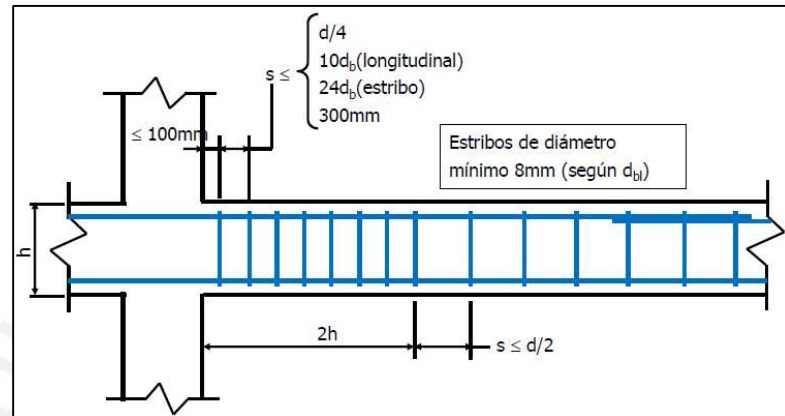


Figura 5.14. Requisitos para estribos en vigas (Edif. tipo muro o dual 1)

$$d/4 = 55/4 = 13.75 \text{ cm}$$

$$10db_{long} = 10 \times (3/4 \times 2.54) = 19.05 \text{ cm}$$

$$24db_{estr} = 24 \times (3/8 \times 2.54) = 22.86 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm}$$

El menor valor de las condiciones planteadas en la norma es 13.75 cm; por lo que, se usará un espaciamiento de estribos igual a 10 cm en la zona de confinamiento. En conclusión, los estribos serán de 3/8" y tendrán la siguiente distribución: 1@5cm, 10@10cm y el resto @20cm.

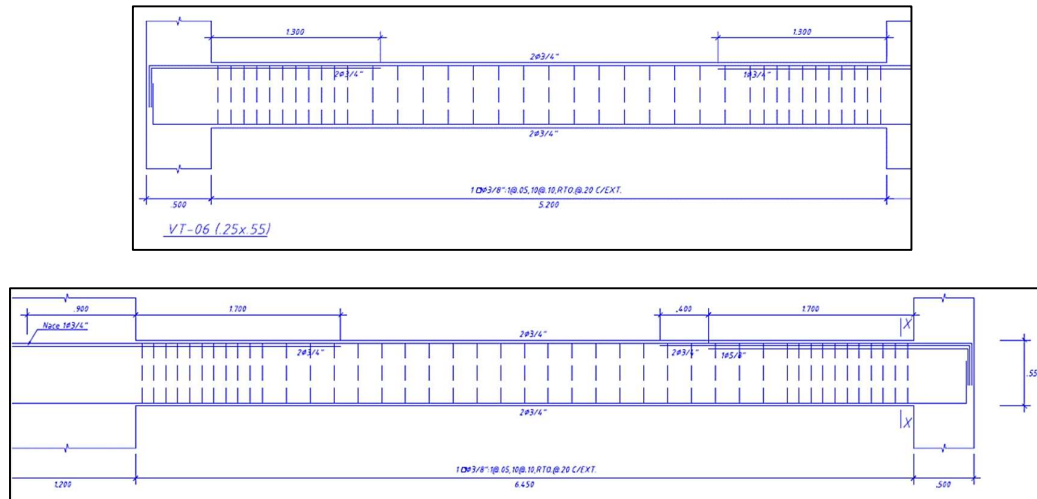


Figura 5.15. Vista de perfil viga VT-06 (Por tramos)

Finalmente, de la misma forma que con las viguetas, se verifica que las deflexiones que tiene la viga están dentro de lo permitido según norma ($L/480$), dicho análisis se hace considerando cargas en servicio.

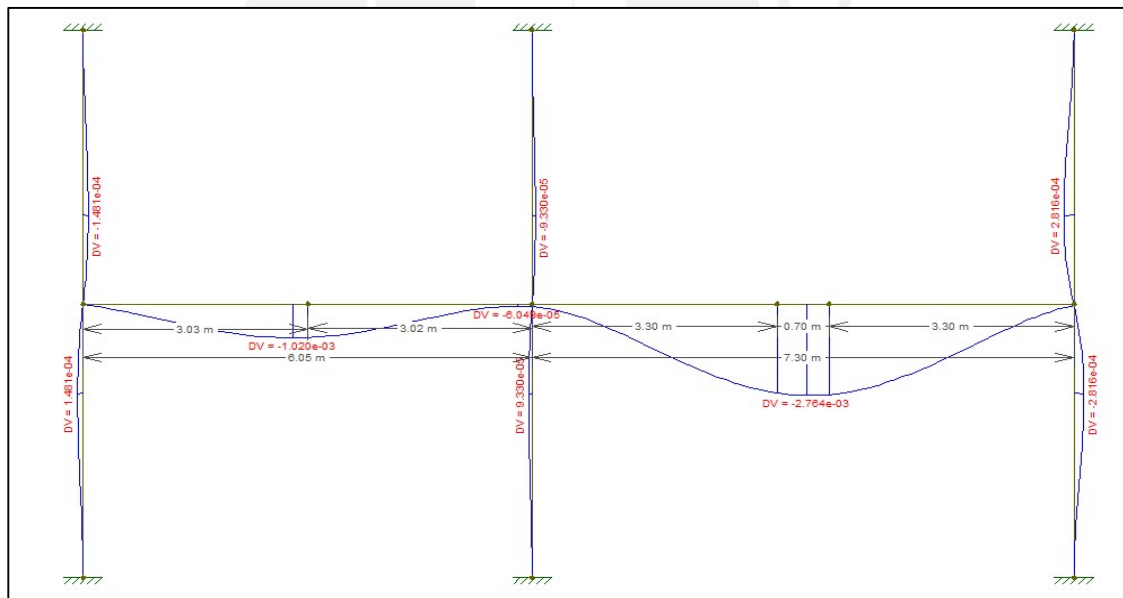


Figura 5.16. Deflexiones en viga

5.3. Ejemplo de diseño de viga peraltada

Para el ejemplo se realizará el diseño de la viga VT-01, en primera instancia se realizará el diseño por flexión:

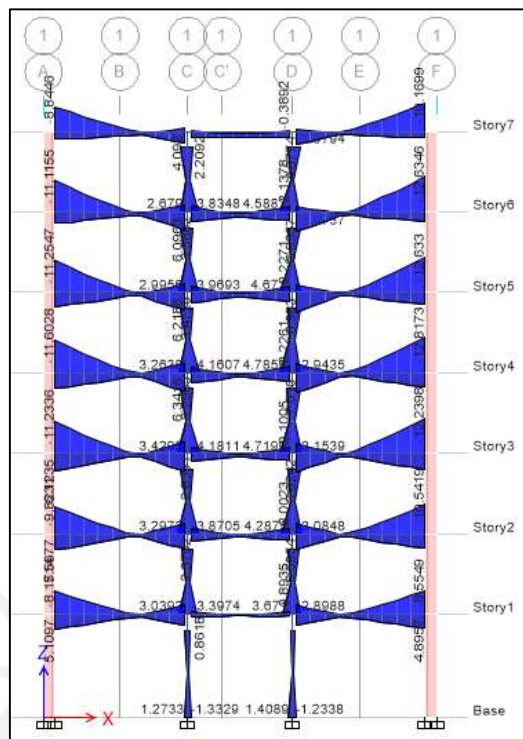


Figura 5.15. DMF Viga VT-01

		Área de Barras (cm ²)									As	Mn	
		Mu	As req	1.99	2.84	0.5	0.71	1.29	1.99	2.84	5.1	inst.	Inst.
		ton.m	cm ²	5/8"	3/4"	8mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	cm ²	ton.m
1ER TRAMO	-	11.60	6.69		2				1			7.67	14.62
	+	6.12	3.42		2							5.68	11.05
	-	3.89	2.14		2							5.68	11.05
	+	6.34	3.54		2							5.68	11.05
2DO TRAMO	-	2.02	1.10		2							5.68	11.05
	+	3.59	1.98		2							5.68	11.05
	-	2.23	1.22		2							5.68	11.05
	+	3.06	1.68		2							5.68	11.05
3ER TRAMO	-	3.60	1.98		2							5.68	11.05
	+	7.02	3.94		2							5.68	11.05
	-	12.82	7.46		2				1			7.67	14.62
	+	5.60	3.12		2							5.68	11.05

Tabla 5.2. Cálculo acero viga VT-01

Posteriormente se realizará el diseño por capacidad, en el cual se mostrarán los casos críticos:

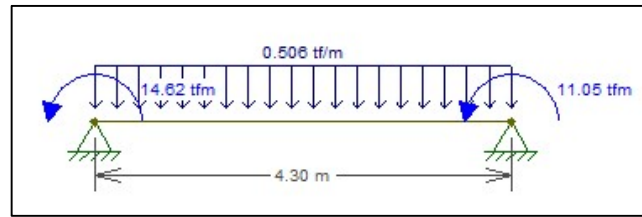


Figura 5.16. Modelo tramo 1 – Diseño por capacidad VT-01

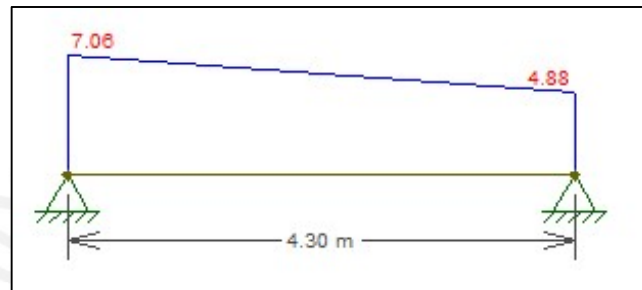


Figura 5.17. DFC tramo 1 – Diseño por capacidad VT-01

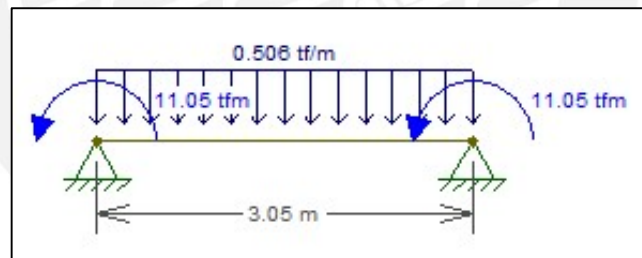


Figura 5.18. Modelo tramo 2 – Diseño por capacidad VT-01

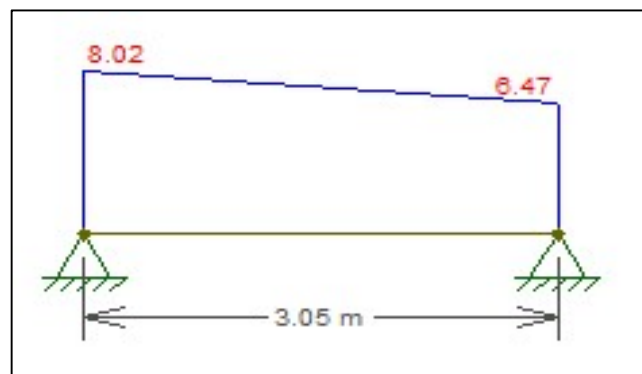


Figura 5.19. DFC tramo 2 – Diseño por capacidad VT-01

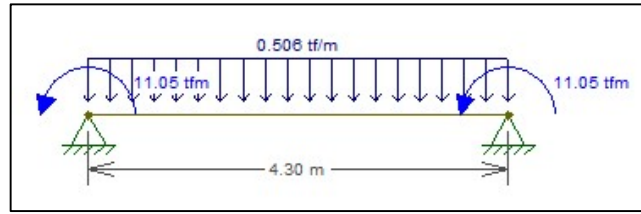


Figura 5.20. Modelo tramo 3 – Diseño por capacidad VT-01

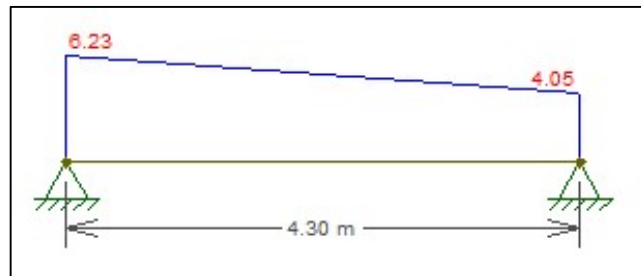


Figura 5.21. DFC tramo 3 – Diseño por capacidad VT-01

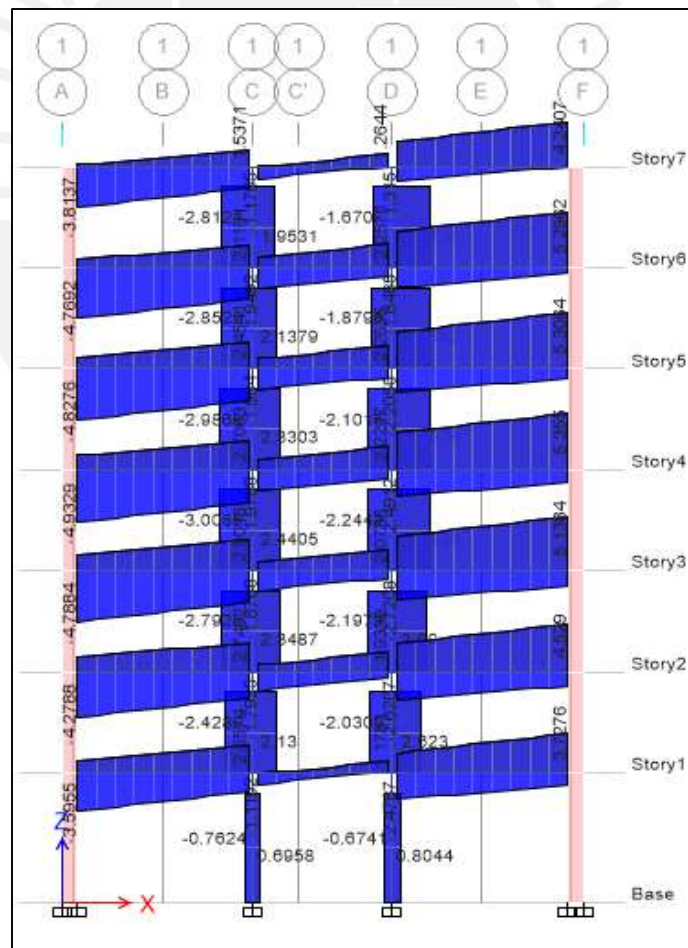


Figura 5.22. DFC VT-01 – Envoltente

	Vcapac.	Venvolv.	Vu	Vs	S	S elegido
	ton	ton	ton	ton	cm	cm
1ER TRAMO	7.06	4.93	7.06	-1.10	-265.0	20
2DO TRAMO	8.02	2.26	8.02	0.03	10917.5	20
3ER TRAMO	7.06	5.36	7.06	-1.10	-265.0	20

Tabla 5.3. Cálculo del espaciamiento de estribos VT-01

Es importante mencionar que, en el cuadro anterior, aquellos valores de “S” que son negativos indican que la resistencia al corte del concreto es mayor a la requerida.

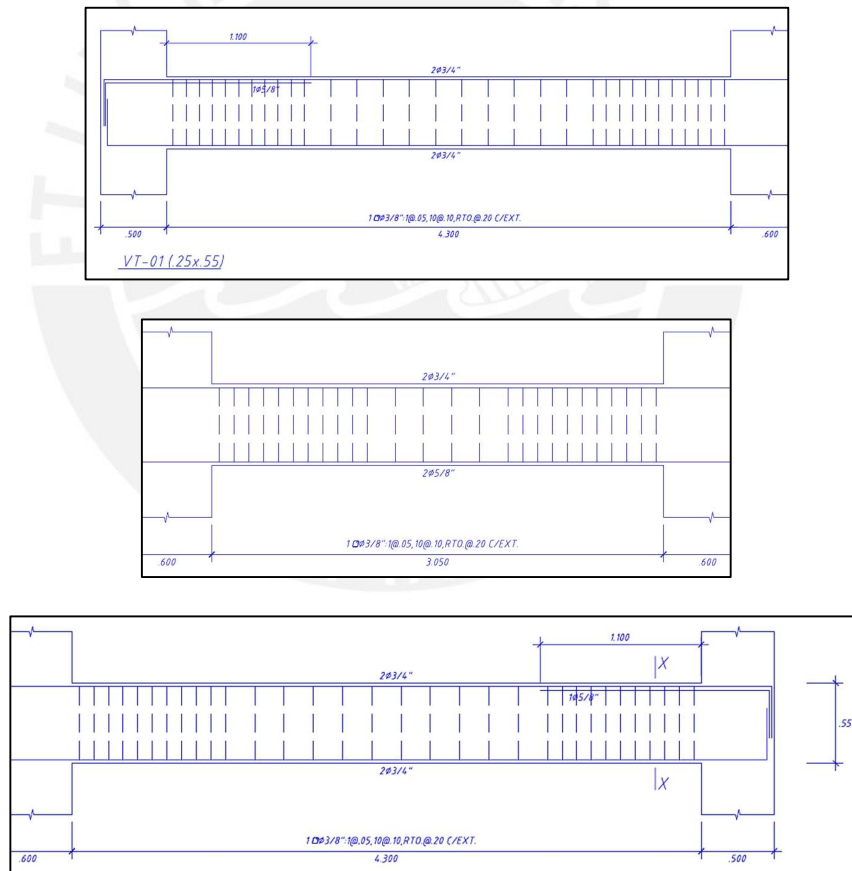


Figura 5.23. Detalle del espaciamiento de estribos VT-01 (Por Tramos)

5.4. Ejemplo de diseño de viga chata

Para el ejemplo se realizará el diseño de la viga chata ubicada el paño de losa aligerada D-F/5-6, es importante mencionar que se colocó dicha viga chata debido a la existencia de un tabique cuyo peso no podía soportar la losa aligerada.

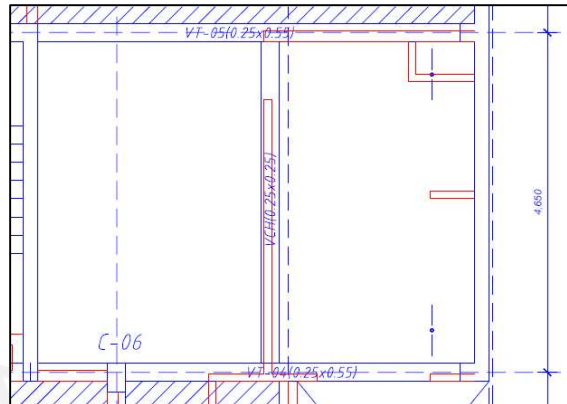


Figura 5.24. Vista en planta viga chata

El metrado de la viga chata es el siguiente:

$$\text{Peso propio} = 2.4 \times 0.25 \times 0.25 = 0.15 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \times 0.25 = 0.025 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso tabique} = 1.5 \times 2.55 \times 0.15 = 0.574 \text{ ton/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \times 0.25 = 0.05 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga Última} = 1.4 \times 0.749 + 1.7 \times 0.05 = 1.134 \text{ ton/m}$$

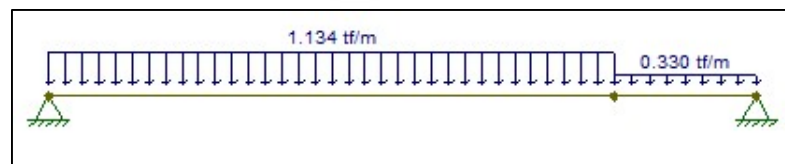


Figura 5.25. Modelo viga chata

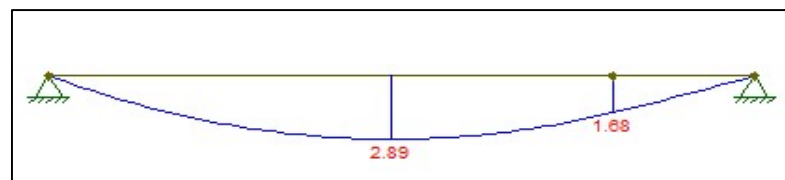


Figura 5.26. DMF viga chata

De la misma forma que para una viga peralta, se calculará el acero mínimo:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 25 \times 22}{4200} = 1.33 \text{ cm}^2$$

Usando las fórmulas del inciso 1.4.a (diseño por flexión) se tiene:

Área de Barras (cm2)											
Mu	As req	1.99	2.84	0.5	0.71	1.29	1.99	2.84	5.1	As inst.	Mn Inst.
ton.m	cm2	1/2"	5/8"	8m m	3/8"	1/2 "	5/8 "	3/4"	1"	cm2	ton.m
2.89	3.78		2							5.68	4.61

Tabla 5.4. Cálculo acero viga chata

Para finalizar, se realizará el diseño por cortante. Ya que este tipo de vigas no soportan cargas sísmicas, no se realizará el diseño por capacidad.

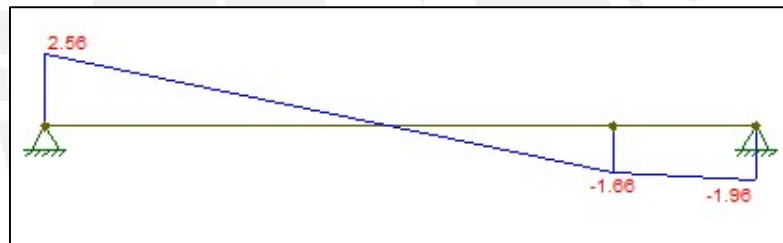


Figura 5.27. DFC viga chata

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 22 = 4.22 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 4.22 = 3.59 \text{ ton} > V_u$$

Se concluye que con la resistencia al corte del concreto es más que suficiente para soportar las cargas de gravedad; por tal motivo, se usarán una distribución de estribos básica: 1@5cm, 10@10cm y el resto @20cm.

6. Diseño de Columnas

6.1. Metrado de Cargas

Se presenta el análisis de la columna tipo C-04 ubicada entre los ejes C y 2 de 0.25x0.60 metros, lo sombreado de rojo es el área tributaria de dicha columna.

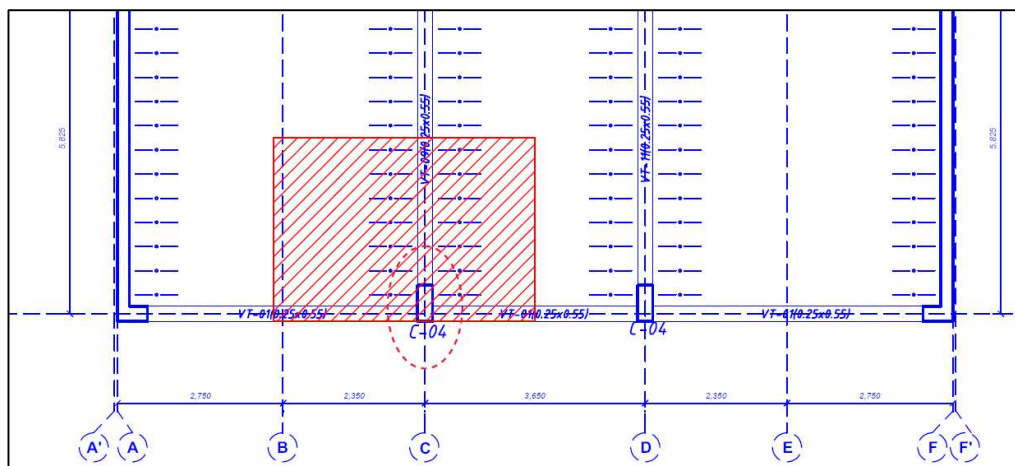


Figura 6.1. Vista en planta de columna C04 (Eje C-2)

A continuación, se realizará el metrado de la columna por piso:

Piso	Elemento	b(m)	h(m)	Carga Distribuida (ton/m ² , ton/m ³)	Area (m ²) o longitud (m)	Carga muerta (ton)
PISO TIPICO	Peso Propio	0.25	0.60	2.40	2.80	1.01
	Aligerado		0.25	0.35	11.39	3.99
	Piso term.		0.05	2.00	13.03	1.30
	VT-01	0.25	0.55	2.40	4.09	1.35
	VT-09	0.25	0.55	2.40	2.44	0.80
	Tabiquería			0.10	13.03	1.30
						9.75

Tabla 6.1. Metrado Col. C04 en piso típico

Piso	Elemento	b(m)	h(m)	Carga Distribuida (ton/m ² , ton/m ³)	Area (m ²) o longitud (m)	Carga muerta (ton)
AZOTEA	Peso Propio	0.25	0.60	2.40	2.80	1.01
	Aligerado		0.25	0.35	11.39	3.99
	Piso term.		0.05	2.00	13.03	1.30
	VT-01	0.25	0.55	2.40	4.09	1.35
	VT-09	0.25	0.55	2.40	2.44	0.80
						8.45

Tabla 6.2. Metrado Col. C04 en azotea

Con las cargas muertas por piso calculadas, se determinará la carga muerta total que soporta la columna y su carga viva.

Piso	Carga Muerta (ton)	Area Tributaria (m ²)	k	Area de influencia (m ²)	Factor de reducción	Carga viva sin reducción (ton)	Carga muerta acumulada (ton)	Carga viva acumulada (ton)
Azotea	8.45	13.18	2.00	26.35	1.00	1.30	8.45	1.30
6	9.75	26.35	2.00	52.70	0.88	2.61	18.20	3.60
5	9.75	39.53	2.00	79.05	0.77	2.61	27.95	5.60
4	9.75	52.70	2.00	105.40	0.70	2.61	37.70	7.42
3	9.75	65.88	2.00	131.75	0.65	2.61	47.45	9.12
2	9.75	79.05	2.00	158.10	0.62	2.61	57.20	10.72
1	9.75	92.23	2.00	184.45	0.59	2.61	66.95	12.26

Tabla 6.3. Carga muerta y viva Col. C04 en primer piso

Es importante mencionar que las cargas de sismo, al igual que con las vigas, se obtendrán mediante el uso del programa ETABS.

Por ende, las combinaciones de cargas son las siguientes:

COMBINACIONES	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	114.975	-2.481	-0.053	-0.057	-2.158
1.25(CM+CV)+SDx	88.267	-2.001	1.247	0.669	-1.771
1.25(CM+CV)-SDx	105.455	-2.107	-1.333	-0.762	-1.803
1.25(CM+CV)+SDy	92.357	-1.539	0.033	0.002	-1.588
1.25(CM+CV)-SDy	101.365	-2.570	-0.119	-0.096	-1.986
0.9CM+SDx	41.673	-0.886	1.273	0.696	-0.802
0.9CM-SDx	58.862	-0.992	-1.307	-0.735	-0.834
0.9CM+SDy	45.763	-0.424	0.059	0.029	-0.618
0.9CM-SDy	54.772	-1.454	-0.092	-0.068	-1.017

Tabla 6.4. Combinaciones de cargas ETABS

6.2. Procedimiento de diseño

En primera instancia se realizará el diseño por flexocompresión, para ello es necesario definir la cantidad de varillas de acero longitudinales, así como su diámetro y distribución. Según la norma E.060, en el capítulo 21, la cuantía mínima de acero es igual a 1% y la máxima a 6%; no obstante, en la práctica se busca tener una cuantía entre el 1% y 3% para evitar la congestión de acero y obtener columnas más económicas. Para el diseño se colocarán 6 varillas de 1" que equivale a una cuantía de 2.04%.

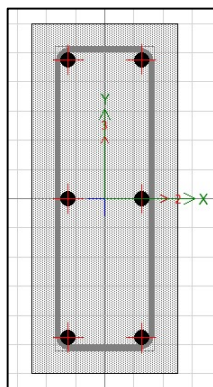


Figura 6.2. Vista en planta columna C04 (Eje C-2)

A partir de la sección anteriormente mostrada y usando las fórmulas del inciso 1.4.c se construirá el diagrama de interacción de diseño de la columna. Para que la columna cumpla con el diseño por flexocompresión, las fuerzas y momentos obtenidos de las diferentes combinaciones de carga deben encontrarse dentro del diagrama de interacción en cada dirección.

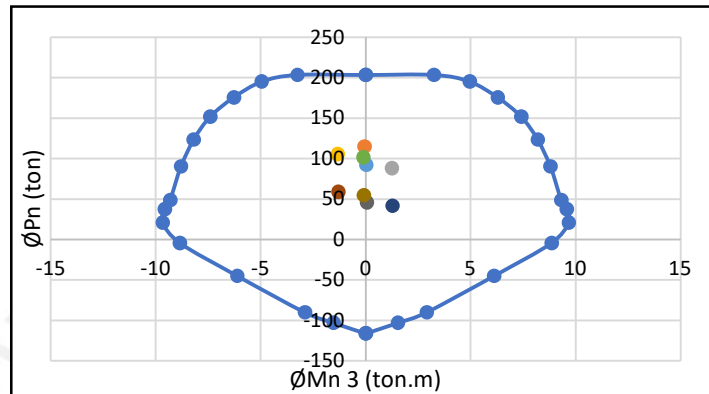


Figura 6.3. Diagrama de interacción – Dirección transversal

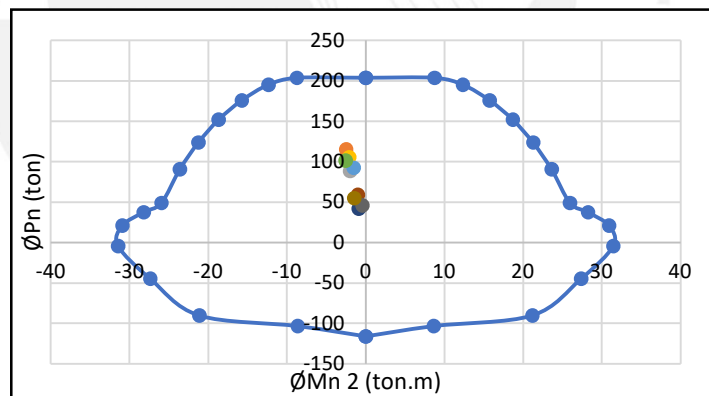


Figura 6.4. Diagrama de interacción – Dirección longitudinal

Se verifica que las fuerza y momentos obtenidos de las combinaciones de carga se encuentran dentro de los diagramas de interacción; por ende, se concluye que la armadura usada cumple con el diseño por flexocompresión.

En lo que respecta al diseño por cortante, al igual que en las vigas, la norma E.060 estipula que las columnas deben diseñarse por capacidad; no obstante, debido a que el

sistema estructural del proyecto es del tipo muros, es poco probable que en las columnas se formen las rótulas plásticas puesto que la mayoría de la cortante provocada por un evento sísmico es absorbida por las placas. A pesar de lo anteriormente dicho, a manera de ejemplo se realizará el diseño por capacidad en la columna C04 ubicada entre los ejes C-2.

Según la norma, la fuerza cortante última no debe ser menor que el menor valor en los siguientes escenarios:

- La cortante obtenida del mayor momento nominal desarrollado en cada extremo de las columnas asociado a la fuerza axial última de cada combinación de carga.

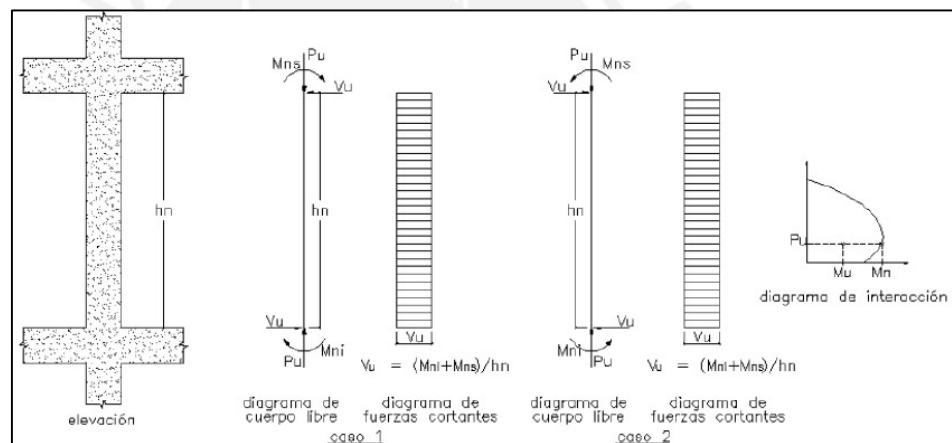


Figura 6.5. Casos del primer escenario del diseño por capacidad

- La cortante máxima obtenida de las siguientes combinaciones de carga:

$$CU = 1.25(CM + CV) \pm 2.5CS$$

$$CU = 0.9CM \pm 2.5CS$$

Para el primer escenario se tienen los siguientes momentos nominales:

3-3 (Y-Y) 2-2 (X-X)

COMBINACIONES	Pu (ton)	Mn (ton.m)	Mn (ton.m)
1.4CM+1.7CV	114.975	8.35	22.96
1.25(CM+CV)+SDx Max	88.267	8.82	25.23
1.25(CM+CV)-SDx Min	105.455	8.52	23.81
1.25(CM+CV)+SDy Max	92.357	8.76	24.89
1.25(CM+CV)-SDy Min	101.365	8.60	24.15
0.9CM+SDx Max	41.673	9.47	31.10
0.9CM-SDx Min	58.862	9.19	29.93
0.9CM+SDy Max	45.763	9.38	31.04
0.9CM-SDy Min	54.772	9.24	30.62

Tabla 6.5. Diseño por capacidad Col. C04 (1er escenario)

$$Vu_3 = \frac{2 * 9.47}{2.25} = 8.42ton$$

$$Vu_2 = \frac{2 * 31.10}{2.25} = 27.64ton$$

Para el segundo escenario, donde se multiplican por 2.5 las cargas de sismo, se tiene:

COMBINACIONES	V3 (ton)	V2 (ton)
1.4CM+1.7CV	-2.158	-0.057
1.25(CM+CV)+2.5SDx Max	-1.747	1.742
1.25(CM+CV)-2.5SDx Min	-1.827	-1.836
1.25(CM+CV)+2.5SDy Max	-1.289	0.075
1.25(CM+CV)-2.5SDy Min	-2.285	-0.169
0.9CM+2.5SDx Max	-0.778	1.769
0.9CM-2.5SDx Min	-0.858	-1.808
0.9CM+2.5SDy Max	-0.320	0.102
0.9CM-2.5SDy Min	-1.316	-0.141

Tabla 6.6. Diseño por capacidad Col. C04 (2do escenario)

$$Vu_3 = 2.29ton$$

$$Vu_2 = 1.84ton$$

De ambos escenarios se elegirá el menor valor en cada dirección y se diseñará con el mayor valor de estos; es decir que la cortante de diseño será igual a 2.29 ton.

Para calcular el aporte del concreto en la resistencia por corte se usará la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 60 = 9.79 \text{ ton}$$

Al ser ϕV_c mayor al V_u , se concluye que no es necesario colocar refuerzo por cortante y solo se colocará el estribaje mínimo exigido por la norma.

Según la norma E.060, la columna tiene 2 secciones diferenciadas de estribos, la zona de confinamiento que es donde la separación es menor y la zona central.

La longitud de la zona de confinamiento (L_o) debe ser mayor o igual a:

- 1/6 de la altura libre de la columna. ($2.25\text{m}/6 = 37.5 \text{ cm}$)
- La mayor dimensión de la sección de la columna (60 cm)
- 50 cm

$$L_o = 60\text{cm}$$

El espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento debe ser menor o igual a:

- 8 veces el diámetro de la varilla longitudinal ($8 \times 2.54 \approx 20 \text{ cm}$)
- La mitad de la menor dimensión de la sección ($25/2 = 12.5 \text{ cm}$)
- 10 cm

En conclusión, el espaciamiento será de 10 cm en la zona de confinamiento.

Por otro lado, el espaciamiento de los estribos en la zona central será menor o igual a:

- 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal ($16 \times 2.54 \approx 40 \text{ cm}$)
- 48 veces el diámetro del estribo ($48 \times 3/8 \times 2.54 \approx 45 \text{ cm}$)
- La menor dimensión de la sección (25 cm)
- 30cm

Por lo que se tendrá un espaciamiento igual a 25 cm en la zona central.

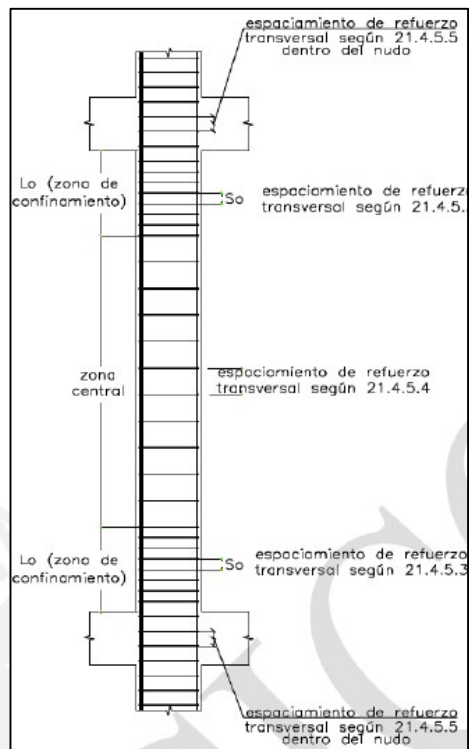


Figura 6.6. Esquema de una columna

La distribución de estribos para la columna es el siguiente:

$1\text{Ø}3/8": 1@0.05; 6@0.10; Rsto. @0.25 \text{ m. c/ext.}$

6.3. Ejemplo de diseño de columna

Para el ejemplo se realizará el diseño de la columna tipo C-01 ubicada entre los ejes C'y 7 de 0.25x1.10 metros.

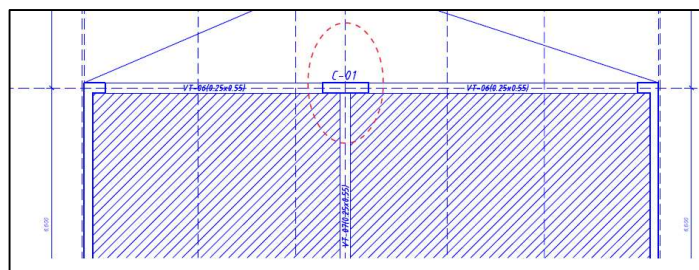


Figura 6.7. Vista de columna C01 (Eje C'-7)

Las combinaciones de cargas son las siguientes:

COMBINACIONES	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	114.975	-2.481	-0.053	-0.057	-2.158
1.25(CM+CV)+SDx	88.267	-2.001	1.247	0.669	-1.771
1.25(CM+CV)-SDx	105.455	-2.107	-1.333	-0.762	-1.803
1.25(CM+CV)+SDy	92.357	-1.539	0.033	0.002	-1.588
1.25(CM+CV)-SDy	101.365	-2.570	-0.119	-0.096	-1.986
0.9CM+SDx	41.673	-0.886	1.273	0.696	-0.802
0.9CM-SDx	58.862	-0.992	-1.307	-0.735	-0.834
0.9CM+SDy	45.763	-0.424	0.059	0.029	-0.618
0.9CM-SDy	54.772	-1.454	-0.092	-0.068	-1.017

Tabla 6.8. Combinaciones de cargas ETABS

Para el diseño se colocarán 8 varillas de 1" que equivale a una cuantía de 1.48%.

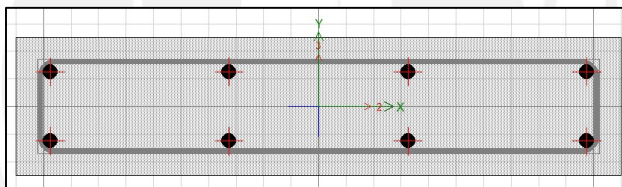


Figura 6.9. Vista en planta columna C04 (Eje C-2)

A continuación, se muestran los diagramas de interacción de la columna para cada dirección:

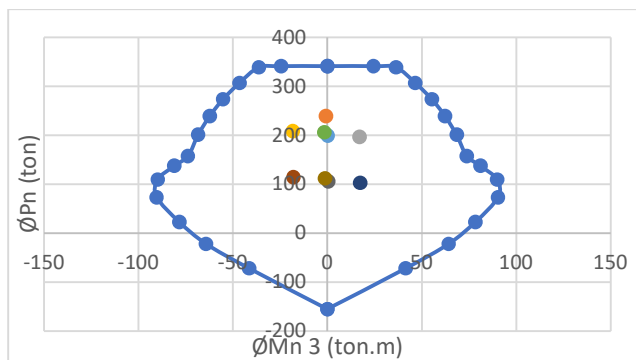


Figura 6.10. Diagrama de interacción – Dirección transversal

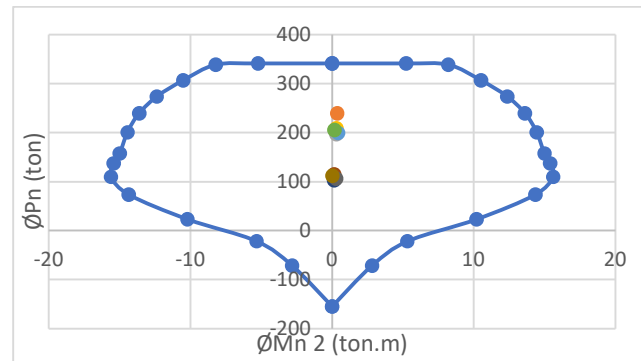


Figura 6.11. Diagrama de interacción – Dirección longitudinal

Se verifica que las fuerza y momentos obtenidos de las combinaciones de carga se encuentran dentro de los diagramas de interacción; por ende, se concluye que la armadura usada cumple con el diseño por flexocompresión.

De la tabla 6.8 se obtiene la cortante de diseño la cual es igual a 2.16 ton.

Se calcula el aporte del concreto en la resistencia por corte:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 110 = 17.95 \text{ ton}$$

Al ser ϕV_c mayor al V_u , se concluye que no es necesario colocar refuerzo por cortante y solo se colocará el estribaje mínimo exigido por la norma.

Por ende, la distribución de estribos para la columna es el siguiente:

$$1\phi 3/8": 1@0.05; 10@0.10; Rsto. @0.25 \text{ m. c/ext.}$$

7. Diseño de Placas

7.1. Análisis estructural y metrados de cargas

Se presenta el análisis de la placa PL-03 ubicada entre los ejes A y 5-7 a nivel del primer piso del proyecto.

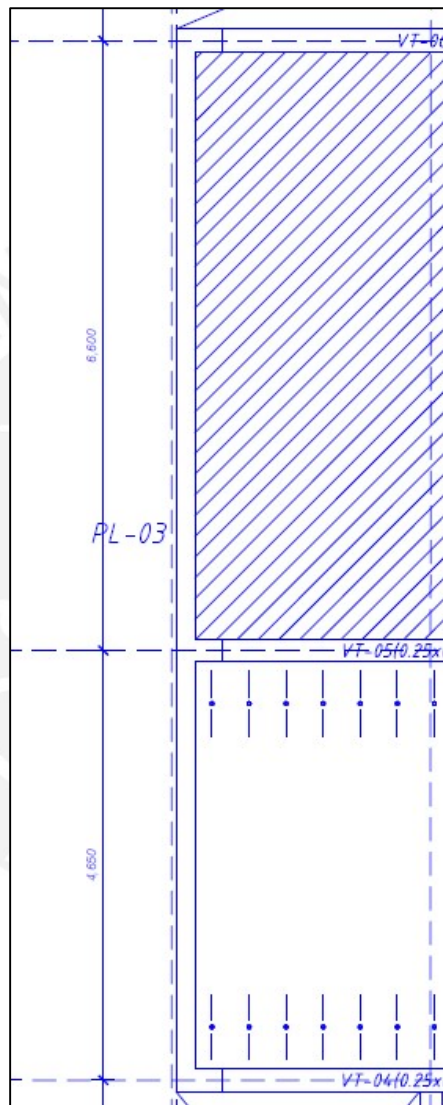


Figura 7.1. Vista en planta placa PL-03

La siguiente tabla muestra las fuerzas a las cuales se encuentra sometida la placa PL-03 para las diferentes combinaciones de cargas según la norma:

COMBINACIONES	P (ton)	Mx(ton.m)	My (ton.m)	Vx (ton)	Vy (ton)
1.4CM+1.7CV	485.807	31.227	13.557	8.728	-0.635
1.25(CM+CV)+SDx	346.253	479.688	41.898	19.153	33.464
1.25(CM+CV)-SDx	487.064	-425.433	-19.158	-4.520	-34.577
1.25(CM+CV)+SDy	413.851	1064.099	12.185	7.712	74.780
1.25(CM+CV)-SDy	419.466	-1009.844	10.555	6.921	-75.893
0.9CM+SDx	172.142	469.560	36.248	15.503	33.655
0.9CM-SDx	312.953	-435.561	-24.809	-8.169	-34.385
0.9CM+SDy	239.740	1053.971	6.534	4.063	74.972
0.9CM-SDy	245.355	-1019.972	4.905	3.271	-75.702

Tabla 7.1. Combinaciones de cargas de Placa PL-03 (Primer piso)

7.2. Procedimiento de Diseño

En primera instancia se calculará la cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical.

Para ello, la norma E.060 nos indica lo siguiente:

- Si $V_u \leq 0.5\phi V_c$, la cuantía mínima de refuerzo horizontal (ρ_h min) será igual a 0.002 y vertical (ρ_v min) a 0.0015
- Si $V_u > 0.5\phi V_c$, ρ_h min será igual a 0.0025 y ρ_v min al mayor de los siguientes casos:
 - 0.0025
 - $0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/l_w)(\rho_h - 0.0025)$

Además, establece que el aporte del concreto en la fuerza cortante que puede resistir un muro será:

$$V_c = A_c w \left(\alpha_c \times \sqrt{f'_c} \right)$$

Donde:

$A_c w$: Área de corte de la sección transversal del muro

α_c : Coeficiente que varía según la relación entre la altura de la placa y su longitud

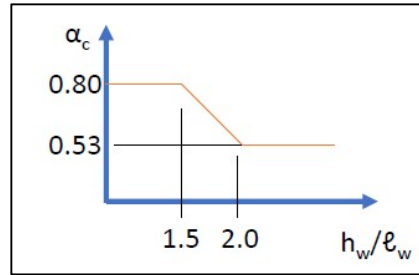


Figura 7.2. Gráfica α_c vs. hw/lw

De la figura 7.2 se puede concluir lo siguiente:

- Para valores $hw/lw < 1.5$, α_c será igual a 0.8
- Para valores $hw/lw > 2$, α_c será igual a 0.53
- Para valores hw/lw entre 1.5 y 2, α_c variará linealmente entre 0.8 y 0.53

Considerando lo anteriormente expuesto, se procede con el calcula de las cuantías mínimas para la placa PL-03:

$$hw/lw = 19.6/11.5 = 1.7$$

Para un valor de hw/lw igual a 1.7, se obtiene un α_c igual a 0.69

$$Vc = 25250(0.69 \times \sqrt{210}) = 252.4 \text{ ton} \rightarrow \emptyset Vc = 214.5 \text{ ton}$$

Siendo $V_u = 75.89 \text{ ton}$, se tiene que $V_u \leq 0.5\emptyset Vc$; por ende, ρ_h min será igual a 0.002 y ρ_v min a 0.0015. Para cumplir con las cuantías mínimas, se usará aceros de 3/8"@0.25m tanto vertical como horizontalmente; además se colocarán núcleos de 12 varillas de 5/8" donde las vigas se apoyen.

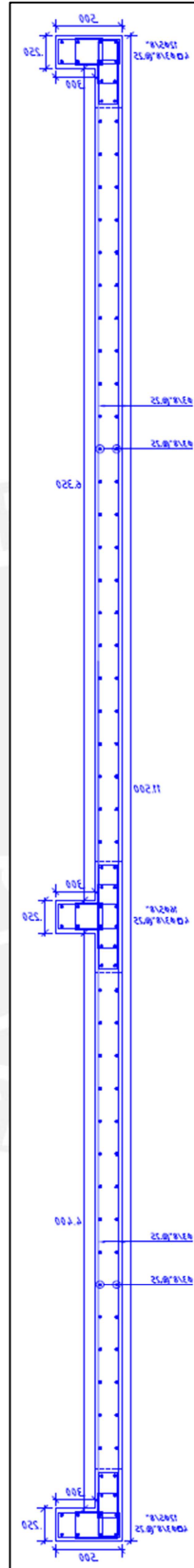


Figura 7.3. Distribución de acero placa PL-03

Se analizará la placa en la dirección Y-Y debido a que las solicitaciones que recibe en la dirección X-X son despreciables; en otras palabras, las solicitaciones de interés son la fuerza cortante V_y que es paralela a la longitud de la placa y el momento M_x que genera fuerzas cortantes en la dirección de análisis.

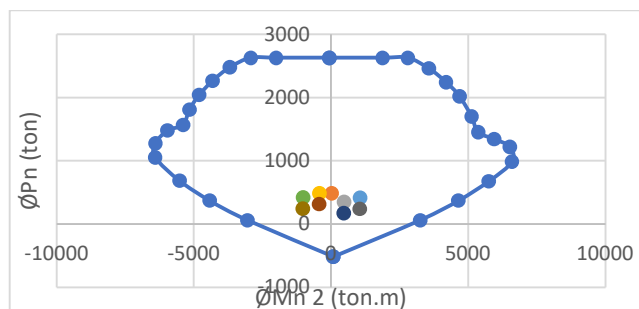


Figura 7.4. Diagrama de interacción placa PL3 dirección X-X

Se verifica que las fuerza y momentos obtenidos de las combinaciones de carga se encuentran dentro de los diagramas de interacción; por ende, se concluye que la armadura usada cumple con el diseño por flexocompresión.

Es también necesario verificar que la placa no requiera elementos de borde (confinamiento a los extremos), para ello se debe determinar la posición del eje neutro (C) generado por la fuerza axial última (P_u) y el momento último en la dirección de análisis (M_{ux}) máximos de las combinaciones de carga.

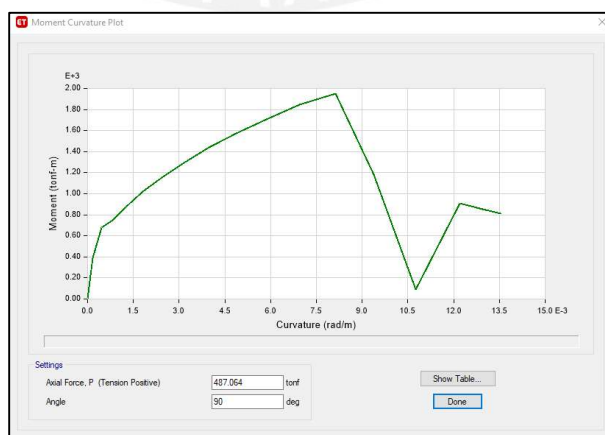


Figura 7.5. Gráfica momento curvatura placa PL-03

De la figura 7.3, se tiene que para un momento igual a 1064.1 ton.m, la curvatura será igual a 0.00287; con lo anterior, se procede a determinar la posición del eje neutro.

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \rightarrow c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varphi} = \frac{0.003}{0.00202} = 1.482 \text{ m.}$$

Según la norma E.060, se requerirá confinar los elementos de borde siempre y cuando se cumpla lo siguiente:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}, \text{ con } \left(\frac{\delta u}{hm} \right)_{\min} = 0.005$$

Del capítulo 3 de análisis sísmico, se conoce que $\delta u_y = 0.0102 \text{ m}$; por lo tanto, $\delta u/hm = 0.00052$, se usará el valor mínimo.

$$c_{\text{lim}} = \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} = \frac{11.5}{600(0.005)} = 3.83 \text{ m}$$

Se concluye que no requiere confinar los elementos de borde; no obstante, es importante precisar que se confinó igualmente debido a la importante longitud que tiene la placa y a que a los extremos tiene alas donde se apoyaran vigas peraltadas.

En lo que respecta al diseño por cortante, la norma E.060 estipula que debe realizarse el diseño por capacidad. En primera instancia, se debe calcular la cortante de diseño con la siguiente fórmula:

$$V_{cap} = V_u \left(\frac{M_n}{M_{u_{\text{análisis}}}} \right)$$

Donde M_n es el momento nominal obtenido del diagrama de interacción de la placa para la fuerza axial máxima de las combinaciones de cargas.

$$V_{cap} = 75.89 \left(\frac{5065.71}{1064.1} \right) = 361.29 \text{ ton}$$

Usando la resistencia por cortante que aporta el concreto, se calculará la requerida por el acero horizontal (zunchos):

$$V_s = \frac{V_{cap} - \emptyset V_c}{\emptyset} = \frac{361.29 - 214.5}{0.85} = 172.7 \text{ ton}$$

Considerando zunchos de 3/8", se tiene:

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 0.8(11.5 \times 100)}{172.7 \times 1000} = 31.77 \text{ cm}$$

Por ende, la distribución de acero horizontal será 2Ø3/8"@25cm (ph = 0.0029), lo cual cumple con la cuantía mínima requerida.

7.3. Ejemplo de diseño de placas

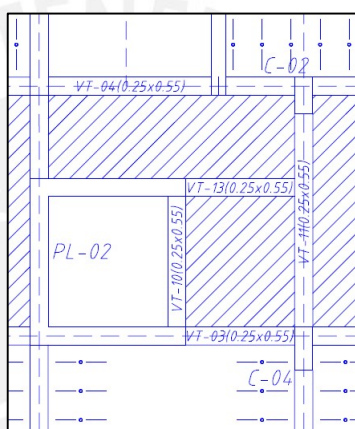


Figura 7.6. Vista en planta placa PL-02

Las combinaciones de cargas son las siguientes:

COMBINACIONES	P (ton)	Mx(ton.m)	My (ton.m)	Vx (ton)	Vy (ton)
1.4CM+1.7CV	406.857	-1.217	-11.116	1.067	5.971
1.25(CM+CV)+SDx Max	297.442	6.420	428.773	87.826	7.836
1.25(CM+CV)-SDx Min	397.346	-8.306	-447.541	-86.017	2.083
1.25(CM+CV)+SDy Max	299.638	64.039	-2.240	2.724	16.609
1.25(CM+CV)-SDy Min	395.150	-65.925	-16.528	-0.915	-6.690
0.9CM+SDx Max	146.843	7.168	433.218	87.409	5.197
0.9CM-SDx Min	246.747	-7.558	-443.096	-86.433	-0.556
0.9CM+SDy Max	149.039	64.787	2.204	2.308	13.970
0.9CM-SDy Min	244.551	-65.177	-12.083	-1.331	-9.328

Tabla 7.2. Combinaciones de cargas ETABS

Diseño en el sentido X-X:

$$h_w/l_w = 19.6/2.15 = 9.12$$

Para un valor de h_w/l_w igual a 9.12, se obtiene un α_c igual a 0.53

$$V_c = 15250(0.53 \times \sqrt{210}) = 117.13 \text{ ton} \rightarrow \emptyset V_c = 99.56 \text{ ton}$$

Siendo $V_{ux} = 87.83 \text{ ton}$, se tiene que $V_u > 0.5\emptyset V_c$; por ende, $\rho_h \text{ min}$ y $\rho_v \text{ min}$ será igual a 0.0025. Para cumplir con las cuantías mínimas, se usará aceros de $1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ horizontalmente y $3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ verticalmente; además se colocarán núcleos a los extremos donde se apoyen vigas, tal como se aprecia en la imagen.

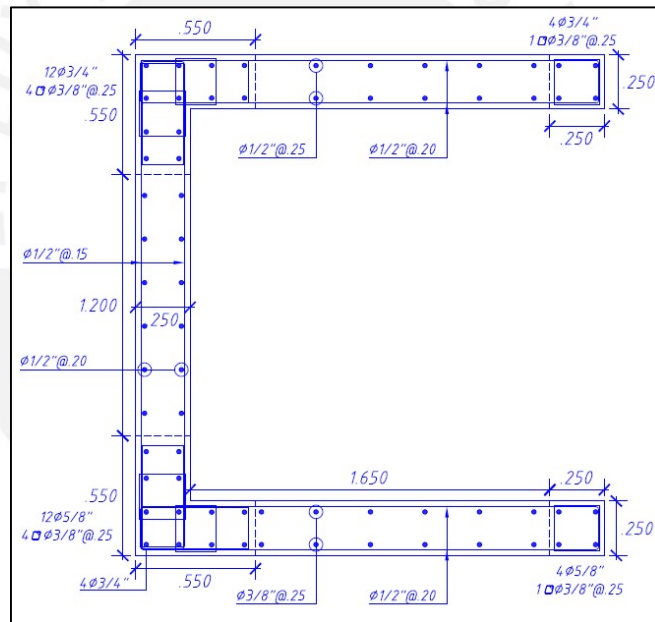


Figura 7.7. Distribución de acero placa PL-02

A continuación, se muestran los diagramas de interacción de la placa para cada dirección:

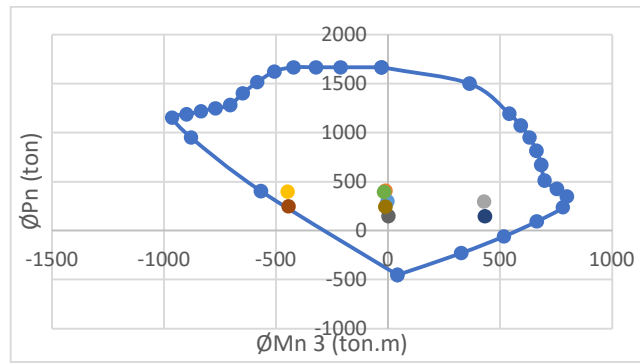


Figura 7.8. Diagrama de interacción – Dirección transversal

Se verifica que la placa no requiera elementos de borde:



Figura 7.9. Gráfica momento curvatura placa PL-02 (Sentido X-X)

$$\phi = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \rightarrow c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\phi} = \frac{0.003}{0.043} = 0.0698 \text{ m.}$$

Del capítulo 3 de análisis sísmico, se conoce que $\delta u_x = 0.0809 \text{ m}$; por lo tanto,

$\delta u / hm = 0.00413$, se usará el valor mínimo.

$$c_{lim} = \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} = \frac{2.15}{600(0.005)} = 0.72 \text{ m}$$

Se concluye que no requiere confinar los elementos de borde.

Finalmente, se realizará el diseño por capacidad.

$$V_{cap} = 87.83 \left(\frac{763.34}{447.541} \right) = 149.80 \text{ ton}$$

Usando la resistencia por cortante que aporta el concreto, se calculará la requerida por el acero horizontal (zunchos):

$$V_s = \frac{V_{cap} - \emptyset V_c}{\emptyset} = \frac{149.80 - 99.56}{0.85} = 59.11 \text{ ton}$$

Considerando zunchos de 1/2", se tiene:

$$S = \frac{4 \times 1.29 \times 4200 \times 0.8(2.15 \times 100)}{59.11 \times 1000} = 63.06 \text{ cm}$$

Por ende, la distribución de acero horizontal será 4 Ø 1/2" @ 20 cm.

Diseño en el sentido Y-Y:

$$hw/lw = 19.6/2.3 = 8.52$$

Para un valor de hw/lw igual a 8.52, se obtiene un αc igual a 0.53

$$V_c = 15250(0.53 \times \sqrt{210}) = 117.13 \text{ ton} \rightarrow \emptyset V_c = 99.56 \text{ ton}$$

Siendo $V_{uy} = 16.61 \text{ ton}$, se tiene que $V_u < 0.5\emptyset V_c$; por ende, $\rho_h \text{ min}$ y $\rho_v \text{ min}$ serán iguales a 0.002 y 0.0015 respectivamente. Para cumplir con las cuantías mínimas, se usará aceros de 1/2" @ 0.15 m horizontalmente y verticalmente; además, tal como se apreció en la figura 7.7, se colocaron núcleos a los extremos donde se apoyen vigas.

A continuación, se muestran los diagramas de interacción de la placa para cada dirección:

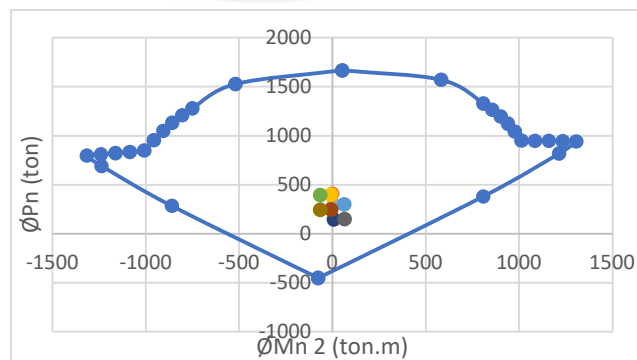


Figura 7.10. Diagrama de interacción – Dirección longitudinal

Se verifica que la placa no requiera elementos de borde:

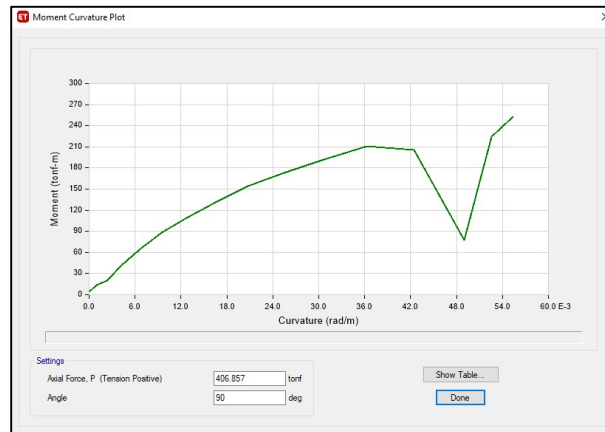


Figura 7.11. Gráfica momento curvatura placa PL-02 (Sentido Y-Y)

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \rightarrow c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varphi} = \frac{0.003}{0.00679} = 0.442 \text{ m.}$$

Del capítulo 3 de análisis sísmico, se conoce que $\delta u_y = 0.0102 \text{ m}$; por lo tanto,

$$\delta u / hm = 0.0052, \text{ en esto caso no se usará el valor mínimo.}$$

$$clim = \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} = \frac{2.30}{600(0.0052)} = 0.77 \text{ m}$$

Se concluye que no requiere confinar los elementos de borde.

Finalmente, se realizará el diseño por capacidad.

$$V_{cap} = 16.61 \left(\frac{833.28}{65.925} \right) = 209.94 \text{ ton}$$

Usando la resistencia por cortante que aporta el concreto, se calculará la requerida por el acero horizontal (zunchos):

$$V_s = \frac{V_{cap} - \phi V_c}{\phi} = \frac{209.94 - 99.56}{0.85} = 129.86 \text{ ton}$$

Considerando zunchos de 1/2", se tiene:

$$S = \frac{2 \times 1.29 \times 4200 \times 0.8(2.30 \times 100)}{129.86 \times 1000} = 15.35 \text{ cm}$$

Por ende, la distribución de acero horizontal será 2Ø1/2" @ 15 cm.

8. Diseño de Cimentaciones

El proyecto se ubica en el distrito de Miraflores; por tal motivo, asumiremos una capacidad portante del suelo igual a 4 kg/cm^2 y una profundidad de 2 metros. Teniendo en cuenta las características anteriormente mencionadas y la distribución de los elementos verticales, se plantea un bosquejo inicial de la distribución de las cimentaciones, el cual será comprobado en el siguiente acápite:

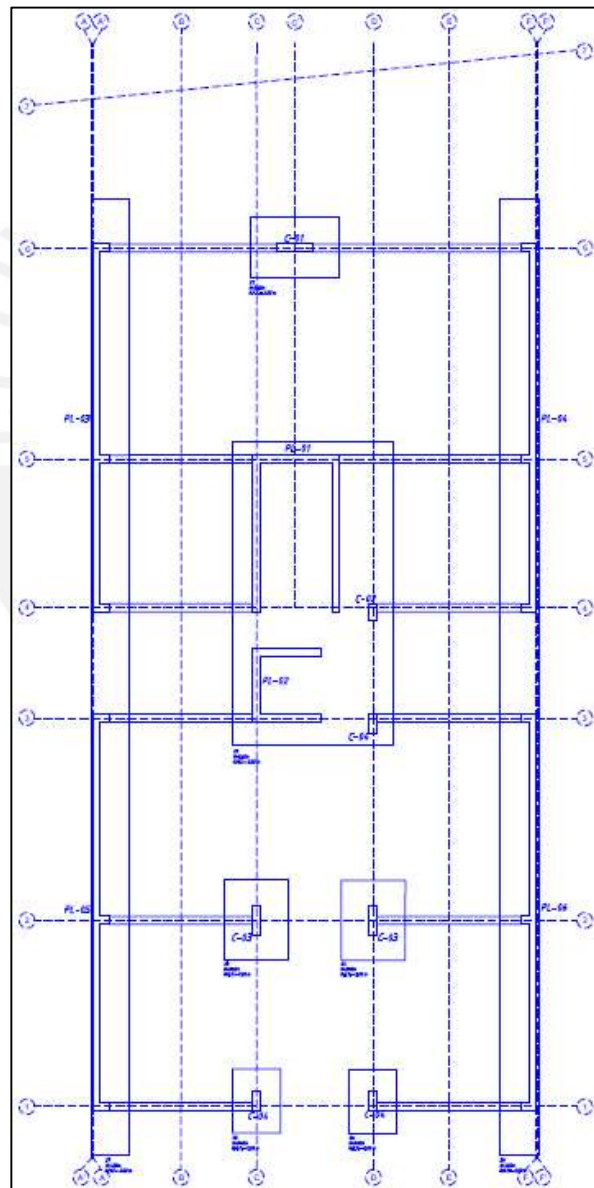


Figura 8.1. Plano en planta Cimentación

8.1. Análisis estructural y metrados de cargas

Para realizar un correcto dimensionamiento de las cimentaciones es necesario conocer los esfuerzos generados en el suelo y verificar que estos no sean mayores a la capacidad portante del mismo, dicho análisis se realizará bajo cargas de servicio con la ayuda de la siguiente fórmula:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I}$$

Según la norma E.030 para aquellos casos donde esté presente el sismo, este último se deberá reducir a un 80% y, por tratarse de un efecto eventual, se puede considerar hasta en un 30% más la capacidad portante del suelo.

Se hará uso del programa SAFE para la verificación de las presiones, para ello se han exportado las solicitaciones del ETABS.

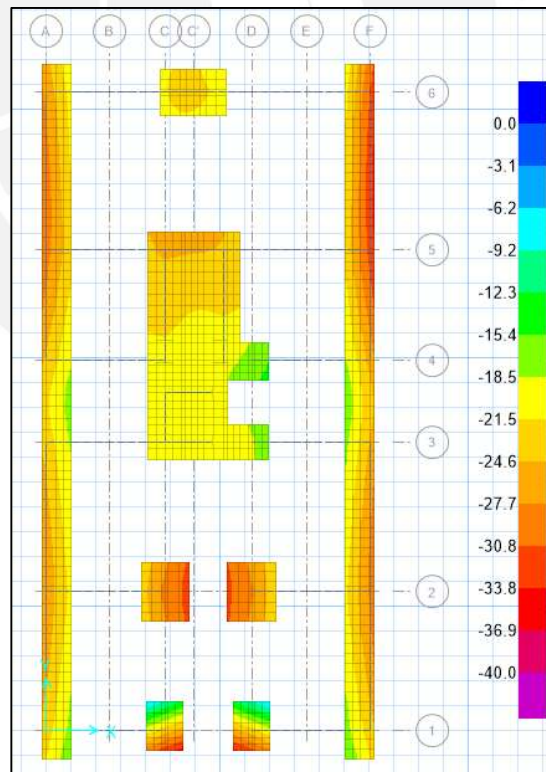


Figura 8.2. 1era verificación (Sin considerar sismo)

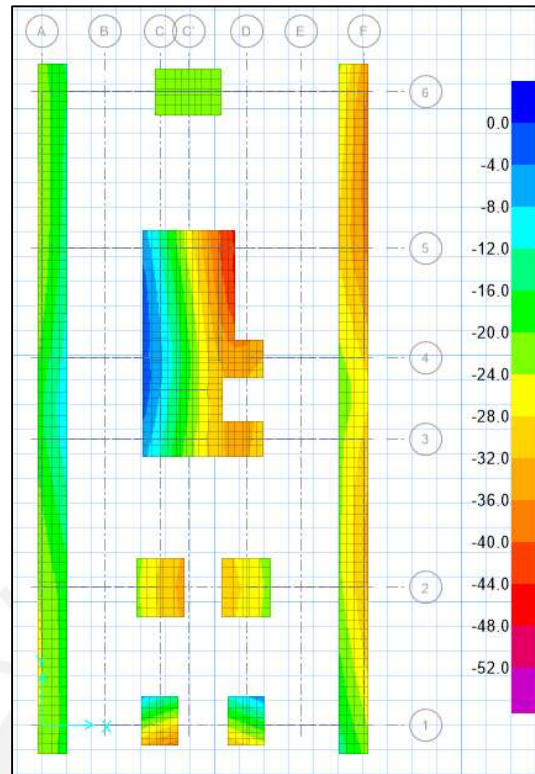


Figura 8.3. 2da Verificación (Considerando Sismo en X positivo)

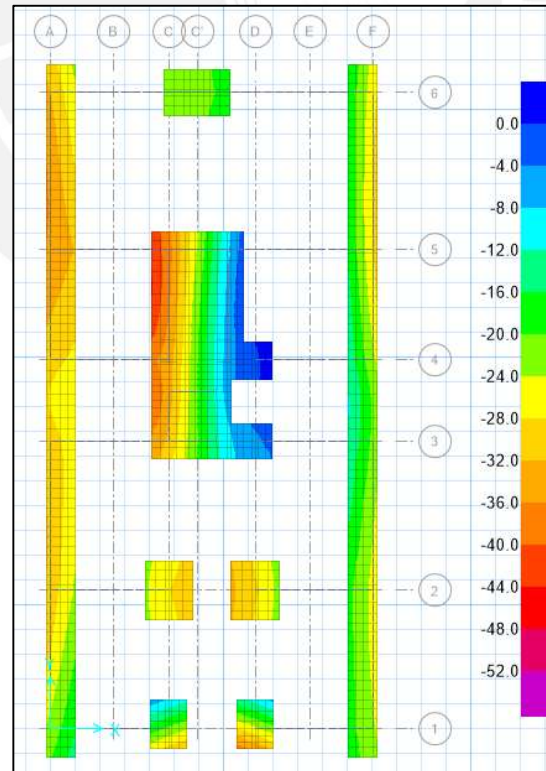


Figura 8.4. 3er Verificación (Considerando Sismo en X negativo)

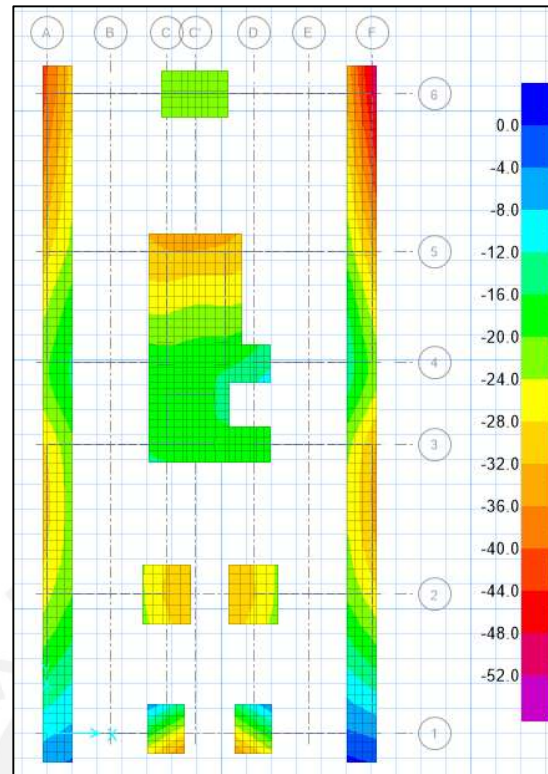


Figura 8.5. 4ta Verificación (Considerando Sismo en Y positivo)

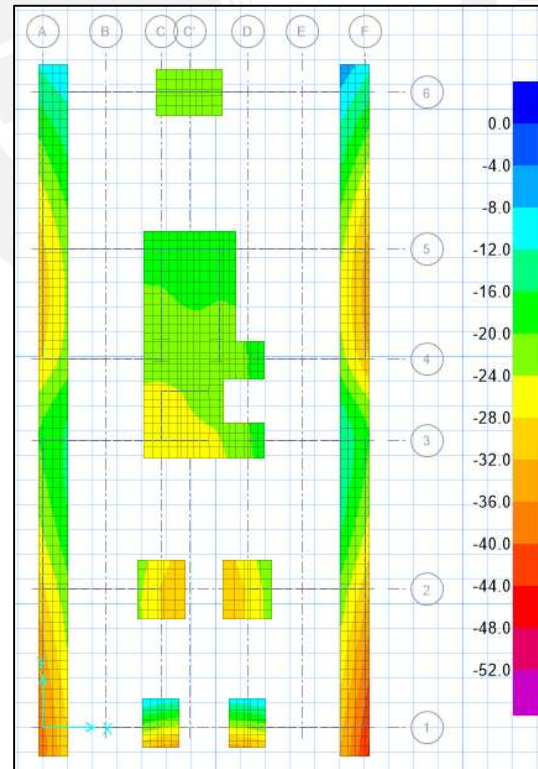


Figura 8.6. 5ta Verificación (Considerando Sismo en Y negativo)

8.2. Procedimiento de Diseño

Como ejemplos de diseño, se desarrollarán las zapatas Z3 y Z7, las cuales están conectadas por una viga de cimentación al ser la Z7 una zapata excéntrica. Es importante mencionar que, en este ejemplo, la zapata Z7 por si sola es una zapata combinada.

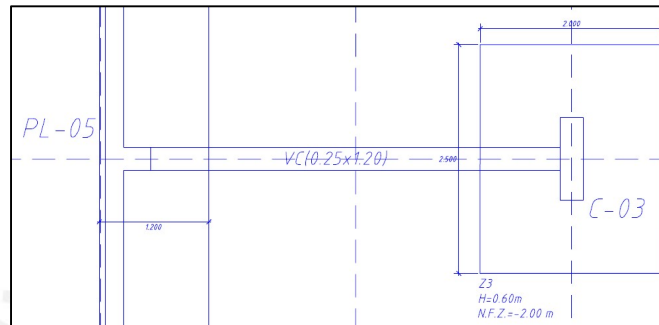


Figura 8.7. Vista en planta Zapatas conectadas Z3 y Z7

Tal como se mostró anteriormente, el pre dimensionamiento se hizo a través del programa SAFE; la zapata Z3 es de 2.00x2.50 m. y la zapata Z7 es similar a un cimiento corrido con un ancho igual a 1.2 m.

En primera instancia se diseñará la zapata Z3, la cual se toma como una zapata aislada.

a) Diseño por punzonamiento:

Para el diseño se trabajará con una presión última aproximada, la cual es igual a la máxima presión ejercida al terreno amplificada por 1.6; además, se asumirá inicialmente un peralte $h = 60\text{cm}$

$$\sigma_u = 1.6 \times 34 = 54.4 \text{ ton/m}^2$$

$$A_o = (0.90 + 0.60)(0.25 + 0.60) = 1.275 \text{ m}^2$$

$$b_o = (0.90 + 0.60)2 + (0.25 + 0.60)2 = 4.7 \text{ m}$$

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_o) = 54.4(5 - 1.275) = 202.64 \text{ ton}$$

Se calcula la resistencia de corte por punzonamiento usando la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85(1.06\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d) = 368.2 \text{ ton} > 202.64 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$, por lo que se corrobora que el peralte elegido es el adecuado.

b) Diseño por cortante

Se considerará por metro de ancho en el volado más grande (crítico), el cual es igual a 0.875 m.

$$V_u = 54.4(0.875 - 0.6) = 14.96 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d) = 0.85(0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 60) = 39.2 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$, por lo que cumple el diseño por cortante.

c) Diseño por flexión

Teniendo verificadas las dimensiones con el SAFE y el peralte elegido por los diseños de punzonamiento y cortante, se procederá a diseñar por flexión. Para el análisis, al igual que en el diseño por cortante, se considerará un ancho de 1 m.

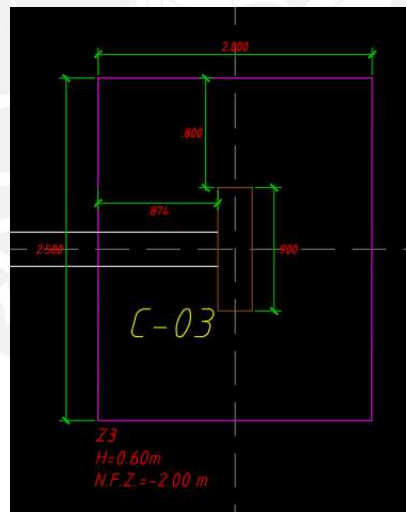


Figura 8.8. Vista en planta Z3 indicando dimensión de volados

En primera instancia se calculará el acero mínimo para la cimentación:

$$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times d = 10.8 \text{ cm}^2 \left(\frac{4 \text{ } \phi \text{ } 3/4''}{m} \right)$$

Para el volado en X-X igual a 0.875 m.

$$Mu = \frac{54.4(0.875)^2}{2} = 20.825 \text{ ton.m} \rightarrow As = 10.75 \text{ cm}^2 < As_{min}$$

Para el volado en Y-Y igual a 0.8 m.

$$Mu = \frac{54.4(0.8)^2}{2} = 17.41 \text{ ton.m} \rightarrow As = 8.95 \text{ cm}^2 < As_{min}$$

Por tal motivo se usará una malla inferior con una distribución de Ø 3/4" @ 0.25 metros.

A continuación, se procederá a diseñar la zapata Z7, la cual es una zapata combinada que alberga a las placas PL-03 y PL-05. Es importante mencionar que debido a las dimensiones que tiene (ancho reducido) se puede considerar también como un cimiento corrido, no existiendo la necesidad de diseñar por punzonamiento ya que este efecto desaparece al trabajar como una losa en doble voladizo perpendicular a las placas.

a) Diseño por cortante:

Al igual que en el ejemplo anterior, para el diseño se trabajará con una presión última aproximada, la cual es igual a la máxima presión ejercida al terreno amplificada por 1.6; además, se asumirá inicialmente un peralte $h = 60\text{cm}$.

$$\sigma_u = 1.6 \times 42 = 67.2 \text{ ton/m}^2$$

Para volados de 1.1m a los extremos se tiene:

$$Vu = 67.2(1.1 - 0.6) = 33.6 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d) = 0.85(0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 60) = 39.2 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > Vu$, por lo que cumple el diseño por cortante; no obstante, debido a que es una zapata combinada, debemos de analizar también las sollicitaciones que se forman entre las placas:

Las placas están a una distancia de 3.2 m. una de la otra:

$$Vu = \frac{67.2(3.2 - 0.6 - 0.6)}{2} = 67.2 \text{ ton} > \emptyset Vc \text{ (No cumple)}$$

Se probará con un peralte igual a 1m:

$$(Vu)_{ext.} = 67.2(1.1 - 1) = 6.72 \text{ ton}$$

$$(Vu)_{int.} = \frac{67.2(3.2 - 1 - 1)}{2} = 40.3 \text{ ton}$$

Se verifica que $\emptyset Vc > Vu$ en ambos casos, por lo que cumple el diseño por cortante.

b) Diseño por Flexión:

En primera instancia se calculará el acero mínimo para la cimentación:

$$(Asmin)_{inf} = 0.0018 \times 100 \times d = 18 \text{ cm}^2$$

Para el volado longitudinal que es igual a 1.1 m.

$$Mu = \frac{67.2(1.1)^2}{2} = 40.656 \text{ ton.m} \rightarrow As = 11.81 \text{ cm}^2 < Asmin$$

Para el volado transversal que es igual a 0.935 m.

$$Mu = \frac{67.2(0.935)^2}{2} = 29.37 \text{ ton.m} \rightarrow As = 8.49 \text{ cm}^2 < Asmin$$

Por tal motivo se usará una malla inferior con una distribución de $\emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$.

en el sentido longitudinal y $\emptyset 3/4'' @ 0.15 \text{ m}$ en el sentido transversal.

De la misma forma que para el diseño por cortante, se debe de analizar los momentos que se forman entre las placas, ya que existen momentos negativos los cuales requerirán colocar acero superior en la cimentación.

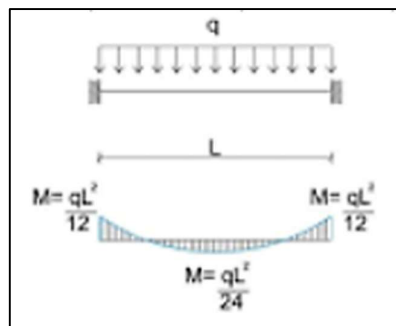


Figura 8.9. Viga empotrada a los extremos con carga distribuida

Las placas están a una distancia de 3.2 m. una de la otra:

$$(Mu)_{inf} = \frac{67.2(3.2)^2}{12} = 57.344 \text{ ton.m} \rightarrow As = 16.77 \text{ cm}^2 < As_{min}$$

$$(Mu)_{sup} = \frac{67.2(3.2)^2}{24} = 38.672 \text{ ton.m} \rightarrow As = 8.29 \text{ cm}^2$$

Se requiere colocar acero superior longitudinal, se usarán varillas de $\varnothing 3/4'' @ 0.20$ m. para cumplir con el área de acero requerida y transversalmente se complementará con $\varnothing 5/8'' @ 0.15$ m.

Finalmente, se procederá a diseñar la viga de cimentación; se obtuvo un momento último de 81.95 ton.m. Para cumplir con dicha sollicitación se requiere un área de acero igual a 12.53 cm^2 ; por tal motivo se colocarán 2 varillas de acero corrido de $\varnothing 1''$ y un bastón de $\varnothing 3/4''$, lo que equivale a 13.04 cm^2 .

Según la norma E.060, si el peralte de la viga es mayor a 90cm, como en este caso, se deberá colocar varillas de acero longitudinal en las caras laterales de las vigas; no obstante, al no especificar una cuantía mínima o recomendada se utilizará la cuantía mínima utilizada en muros estructurales 0.002.

$$As_{refuerzo} = 0.002 * 120 * 25 = 6 \text{ cm}^2$$

Se colocará lateralmente 4 $\varnothing 3/8''$ en cada cara de la viga, lo que equivale a 5.68 cm^2 .

Se muestra el diseño final de la viga de cimentación VC-03:

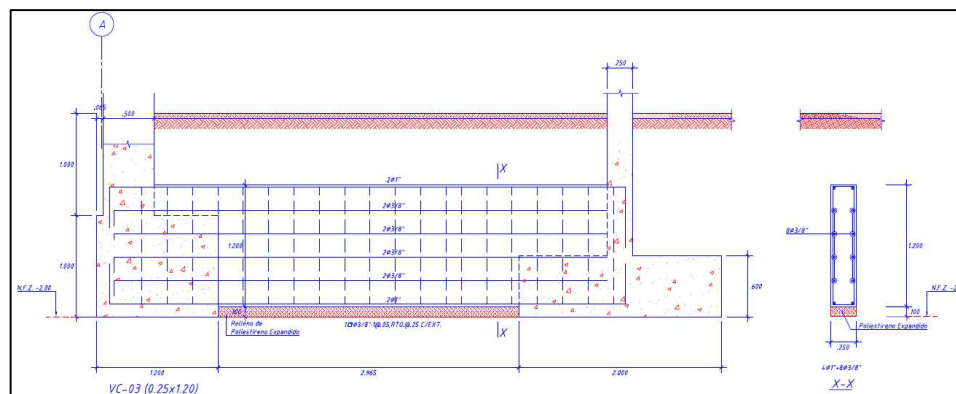


Figura 8.10. Diseño de Viga de cimentación VC-03

9. Diseño de Escaleras

9.1. Análisis estructural y metrados de carga

Se analizará y diseñará el primer tramo de la escalera principal, la teoría nos dice que se considera como una losa simplemente apoyada en sus extremos. Según el pre dimensionamiento hecho, la escalera cuenta con un paso de 25 cm., un contrapaso de 17.5 cm. y se considerará un ancho de garganta igual a 20 cm.

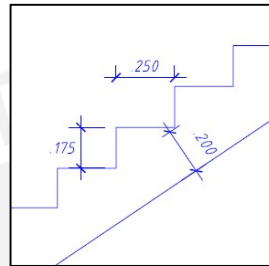


Figura 9.1. Vista perfil escalera (Dimensiones)

Se realiza el metrado de la escalera por ancho unitario:

$$W_{pp} = 2.4 \left(\frac{Cp}{2} + g \sqrt{1 + \left(\frac{Cp}{P} \right)^2} \right) = 2.4 \left(\frac{0.175}{2} + 0.2 \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right)$$

$$= 0.796 \text{ ton/m}$$

$$W_{pt} = 0.10 \text{ ton/m}$$

$$W_{cm} = 0.796 + 0.10 \approx 0.9 \text{ ton/m}$$

$$W_{cv} = 0.2 \text{ ton/m (Según norma E.020)}$$

$$W_u = 1.4W_{cm} + 1.7W_{cv} = 1.6 \text{ ton/m}$$

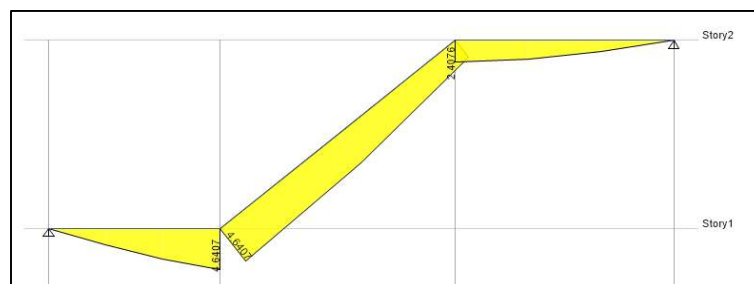


Figura 9.2. DMF de un tramo de la escalera

9.2. Diseño por Flexión

El diseño de la escalera se asemeja al de una losa, teniendo así una cuantía mínima de 0.0018:

$$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 1/2" \equiv 5.16 \text{ cm}^2$$

El cálculo de acero requerido se explicó en el inciso 4.1.b, el siguiente cuadro resume el diseño por flexión:

Mu+	As req. (cm ²)	As col. (cm ²)	Ø colocado
4.64	7.62	8.00	1Ø1/2" + 1Ø3/8" @ 0.25 m.

Tabla 9.1. Diseño por flexión del primer tramo de escalera

Se presente el diseño final del tramo de escalera:

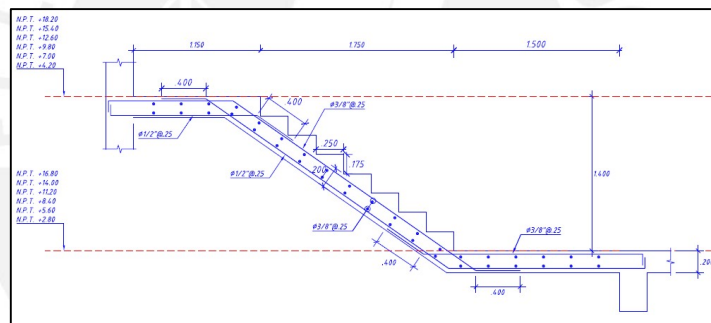


Figura 9.3. Diseño del primer tramo de escalera principal

10. CONCLUSIONES

- La estructura es de tipo muros, debido a que más del 90% de la fuerza cortante es tomada por las placas; además, al tener una mayor área de placas en el sentido YY en comparación al sentido XX, se corrobora la relación entre los periodos para cada sentido, siendo en el sentido XX el mayor.
- Del modelo estructural realizado en el programa ETABS, se obtuvo una deriva en el sentido XX igual a 0.50% y en el sentido YY igual a 0.07%, cumpliendo con lo permisible según norma, menor o igual a 0.7%.
- Para el metrado de la tabiquería, se consideró como material a usar ladrillo sílico-calcáreo (ladrillo blanco). Al tener derivas menores al 0.5%, no es necesario aislar la tabiquería de la estructura colocando tecnopor ya que difícilmente esta sufriría daños; no obstante, debido a que son materiales distintos (ladrillo y concreto) se recomienda que se aislen los muros de la estructura.
- Para el presente trabajo de tesis se analizaron y diseñaron las losas considerando la ubicación y el metrado exacto de la tabiquería obteniendo así un cálculo más real del área de acero requerido, lo cual no se acostumbra ya que por facilidad se asume 100 kg/m² de tabiquería. En lo que respecta a losa aligerada, la mayoría de los modelos están compuestos por 3 tramos; considerando un metrado por m² de tabiquería se aprecia que los momentos positivos en los tramos extremos aumentan y los momentos últimos (positivos y negativos) en el tramo intermedio disminuyen.
- Para el pre dimensionamiento de vigas y losas, se usaron los espesores recomendados por la norma E.060 para no verificar deflexiones; no obstante, a manera de ejemplo se verificaron en los elementos horizontales, confirmando que las deflexiones se encuentran dentro de lo permisible.

- Tanto las vigas, como las placas se diseñaron por capacidad con la finalidad de que la estructura no sufra fallas frágiles ante un sismo. Es importante mencionar que debido a que la mayor cantidad de fuerzas cortantes es absorbida por las placas, no era necesario diseñar por capacidad las columnas.
- Debido a que la mayor cantidad de fuerza cortante es absorbida por las placas, el comportamiento estructural de las columnas es principalmente por gravedad, para su diseño se usó una cuantía entre 1% y 3%.
- Durante la estructuración del proyecto se buscó existiera simetría con la finalidad de evitar que exista irregularidad torsional.
- Lateralmente se colocaron placas como muros ciegos, las cuales se diseñaron considerando “alas” donde las vigas se apoyaban con la finalidad de permitir que el acero de dichas vigas pueda tener longitud de desarrollo y así no considerar rótulas en esas zonas al momento de elaborar el modelo en ETABS.
- Las cimentaciones de las placas laterales tuvieron que diseñarse como zapatas combinadas debido al gran momento de volteo generado en el sentido YY; además, al no estar centradas las placas en la cimentación, sino a un extremo, se colocaron vigas de cimentación. Es importante mencionar que debido a los esfuerzos que dichas placas transfieren a la cimentación y estas al terreno, se tuvieron que diseñar con un peralte igual a 1 m., a diferencia del resto de las cimentaciones cuyo peralte es igual a 0.6 m.

11. BIBLIOGRAFÍA

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE. E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE. E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE. E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE. E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

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

Muñoz, A. (2003). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Ottazzi, G. (2016). Apuntes del Curso de Concreto Armado I (Decimoquinta edición). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.