

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA**



**Diseño Estructural de Edificio de Viviendas de Muros Delgados de
Concreto Armado**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO

**PRESENTADA POR:
Gerardo Huaynate Granados**

Asesor: Ing. Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, Julio de 2017

Resumen Ejecutivo

En la presente tesis se desarrolla el análisis y diseño estructural de una edificación de concreto armado de 7 pisos destinada a viviendas. La edificación se encuentra ubicada en el distrito de Miraflores en la ciudad de Lima, sobre un terreno conformado por una capacidad portante de 4.0 kgf/cm^2 a 1.50 m de profundidad. El terreno cuenta con un área total construida de 1050 m^2 . La edificación limita con propiedades privadas y con calles. Las instalaciones sanitarias contemplan un sistema hidroneumático independiente, alimentado por una cisterna.

La estructuración de la edificación se realizó en base a placas o muros delgados de concreto armado de 15 cm de espesor con doble malla de acero y confinamiento en los bordes en ambas direcciones y columnas rectangulares de $75 \times 25 \text{ cm}$. Los techos están conformados principalmente por aligerados de espesor de 20 cm. Las vigas del proyecto que conforman pórticos con las columnas y placas, tienen 50 cm de peralte. La cimentación se encuentra conformada por zapatas conectadas por vigas de cimentación para contrarrestar la carga excéntrica que recae en las cimentaciones en el límite de propiedad.

Para el análisis estructural sísmico se realizó un modelo tridimensional con la ayuda del programa ETABS 2015, conformado por elementos lineales tipo frame y elementos finitos tipo Shell. En dicho modelo se consideran las losas de entrepiso como diafragmas rígidos que compatibilizan los desplazamientos de cada planta. El método de análisis utilizado es el de superposición modal espectral, en base al espectro de diseño definido por la Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Tanto el análisis estructural como el diseño fue realizado de acuerdo a los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones Normas E.020 (Cargas), E.030 (Diseño Sismoresistente), E.050 (Suelos y Cimentaciones) y E.060 (Concreto armado). Para todos los elementos se consideró concreto con $f_c' = 210 \text{ kgf/cm}^2$, y refuerzo de acero corrugado con $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla de Contenidos

Lista de Tablas	v
Lista de Figuras	vii
INTRODUCCION	1
PARTE 1: ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO Y ANÁLISIS	3
1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO	3
2. ESTRUCTURACIÓN	5
2.1 Descripción	5
2.2 Criterios de Estructuración	6
3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	9
3.1 Muros Estructurales.....	9
3.2 Columnas.....	9
3.3 Losa Aligerada	9
3.4 Losa Maciza	9
3.5 Escaleras.....	10
3.6 Vigas.....	10
4. METRADO Y ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.....	12
4.1 Metrado de Losa Aligerada con Viguetas Convencionales.....	12
4.2 Metrado de Losas Macizas	13
4.3 Metrado de Escalera	13
4.4 Metrado de Muros	14
5. ANÁLISIS SÍSMICO	16
5.1 Introducción.....	16
5.2 Parámetros del Análisis Sísmico	16

5.3 Análisis Estático	18
5.4 Análisis Dinámico	24
PARTE 2: DISEÑO	40
6. GENERALIDADES DEL DISEÑO	40
6.1 Resistencia Requerida	40
6.2 Resistencia de Diseño.....	40
6.3 Diseño por Flexión	40
6.4 Diseño por Flexo compresión.....	41
6.5 Diseño por Corte	41
7. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS	
CONVENCIONALES	43
7.1 Diseño por Flexión	43
7.2 Diseño por Corte	44
8. DISEÑO DE LOSA MACIZA	46
8.1 Diseño por Flexión	46
8.2 Diseño por Corte	48
9. DISEÑO DE VIGAS	49
9.1 Diseño por Flexión	49
9.2 Diseño por Corte	49
10. DISEÑO DE COLUMNAS.....	51
10.1 Consideraciones Generales.....	51
10.2 Diseño por Flexo Compresión Biaxial	52
10.3 Diseño por Cortante.....	55
11. DISEÑO DE PLACAS O MUROS.....	56
11.1 Consideraciones Generales.....	56

11.2 Diseño por Flexo compresión y Cortante.....	56
11.2 Diseño por Capacidad	61
11.3 Diseño por Corte Fricción	62
12. DISEÑO DE ESCALERA	63
12.1 Diseño por Flexión	63
12.2 Diseño por Corte	64
13. DISEÑO DE CUARTO DE MAQUINAS.....	65
13.1 Diseño de Muros	65
13.2 Diseño de Losa De Piso y Techo de Cuarto de Maquinas	65
14. DISEÑO DE CISTERNA	66
14.1 Diseño de Muros	66
14.2 Diseño de Techo y Fondo de Losa	67
PARTE 3: CIMENTACIÓN	69
15. CIMIENTOS CORRIDOS.....	69
15.1 Consideraciones Generales.....	69
15.2 Longitudes de Anclaje en Cimientos.....	70
16. DISEÑO DE ZAPATA DEL MURO PL-01	71
16.1 Pre Dimensionamiento de Zapata.....	71
16.2 Análisis por Corte en una Dirección	74
16.3 Diseño por Flexión	75
17. DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN	76
17.1 Diseño por Flexión	76
18. DISEÑO DE ZAPATA DE LA COLUMNA C-01	78
18.1 Predimensionamiento de la Zapata.....	78
18.2 Diseño por Flexión	78

18.3 Diseño por Corte	79
18.4 Diseño por Punzonamiento	80
19. CONCLUSIONES.....	81
Referencias.....	84



Lista de Tablas

Tabla 1	<i>Predimensionamiento de Vigas</i>	10
Tabla 2	<i>Metrado de Losa Aligerada $h=20$ cm del 1^a al 6^a Piso</i>	12
Tabla 3	<i>Metrado de Losa Aligerada $h=20$ cm del 7^a Piso</i>	12
Tabla 4	<i>Metrado de Losa Maciza $h =20$cm</i>	13
Tabla 5	<i>Metrado de Escalera $e=20$cm</i>	13
Tabla 6	<i>Carga Muerta del Muro Sin Amplificar</i>	15
Tabla 7	<i>Metrado de Carga Viva del Muro Sin Amplificar</i>	15
Tabla 8	<i>Cálculo de P</i>	20
Tabla 9	<i>Parámetros de Análisis Sismorresistente</i>	20
Tabla 10	<i>Fuerzas Sísmicas en la Altura (Análisis Estático)</i>	21
Tabla 11	<i>Fuerza Sísmica en la Altura y Momentos (Análisis Estático)</i>	22
Tabla 12	<i>Derivas Máximas con Sismo en X</i>	23
Tabla 13	<i>Derivas Máximas con Sismo en Y</i>	23
Tabla 14	<i>Fuerza Cortante Estática y Dinámica</i>	28
Tabla 15	<i>Periodos para los Modos de Vibración</i>	29
Tabla 16	<i>Derivas Máximas con Sismo en X</i>	31
Tabla 17	<i>Derivas Máximas con Sismo en Y</i>	32
Tabla 18	<i>Periodos de Vibración</i>	33
Tabla 19	<i>Derivas Máximas</i>	33
Tabla 20	<i>Fuerza Cortante en Columnas y Placas</i>	34
Tabla 21	<i>Porcentaje de Fuerza Cortante en Placas y Columnas</i>	34
Tabla 22	<i>Verificación 1 de Piso Blando – Sismo X</i>	35
Tabla 23	<i>Verificación 1 de Piso Blando – Sismo Y</i>	35
Tabla 24	<i>Verificación 2 de Piso Blando – Sismo X</i>	36

Tabla 25	<i>Verificación 2 de Piso Blando – Sismo Y</i>	36
Tabla 26	<i>Verificación de Piso Débil</i>	37
Tabla 27	<i>Verificación de Masa</i>	38
Tabla 28	<i>Verificación de Irregularidad Torsional</i>	39
Tabla 29	<i>Parámetros de Vigüeta Típica</i>	44
Tabla 30	<i>Metrado de la Losa Maciza $e=20\text{cm}$</i>	46
Tabla 31	<i>Cargas de Diseño de Columna C01-Primer Nivel</i>	51
Tabla 32	<i>Metrado de Cargas PL01- Primer Piso</i>	57
Tabla 33	<i>Combinaciones de Cargas PL01- Primer Piso</i>	58
Tabla 34	<i>Fuerza Cortante Última Vu(tonf) PL01</i>	61
Tabla 35	<i>Cuantías Míminas de Refuerzo Horizontal y Vertical</i>	61
Tabla 36	<i>Diseño de Acero para la Escalera del Tramo 2</i>	63
Tabla 37	<i>Metrado de Losa de Piso del Cuarto de Maquinas</i>	65
Tabla 38	<i>Diseño de Acero del Muro de la Cisterna</i>	67
Tabla 39	<i>Longitudes Míminas de Anclaje</i>	70
Tabla 40	<i>Cargas Actuantes Sin Amplificar en PL-01 Primer Piso</i>	71

Lista de Figuras

<i>Figura 1.</i>	Arquitectura planta - primer piso	3
<i>Figura 2.</i>	Arquitectura planta - piso típico (2do – 7mo nivel).....	4
<i>Figura 3.</i>	Arquitectura azotea, detalle del cuarto de máquinas y tanque elevado	4
<i>Figura 4.</i>	Sección de losa aligerada con viguetas convencionales	12
<i>Figura 5.</i>	Área Tributaria del Muro	14
<i>Figura 6.</i>	Configuración estructural del edificio	21
<i>Figura 7.</i>	Factores de Masa (ETABS, 2015).....	26
<i>Figura 8.</i>	Espectro de diseño (ETABS, 2015).....	36
<i>Figura 9.</i>	Planta típica estructurada (ETABS, 2015)	27
<i>Figura 10.</i>	Vista en 3d, del edificio (ETABS, 2015)	28
<i>Figura 11.</i>	Excentricidad accidental 0.05	31
<i>Figura 12.</i>	Vigueta convencional de $L_n = 4.45\text{m}$	43
<i>Figura 13.</i>	Diagrama de Momento Flector de la vigueta (Tonf.m)	43
<i>Figura 14.</i>	Diagrama de Fuerza Cortante de la vigueta (Tonf)	44
<i>Figura 15.</i>	Plano estructural del techo aligerado $e=20\text{ cm}$	45
<i>Figura 16.</i>	Diagrama de momentos flectores en dirección X	47
<i>Figura 17.</i>	Diagrama de momentos flectores en dirección Y	47
<i>Figura 18.</i>	Distribución de acero en losa maciza	48
<i>Figura 19.</i>	Viga Peraltada VT-05 de 25x50	49
<i>Figura 20.</i>	Diagrama de Momento Flector VT-05(tonf.m)	49
<i>Figura 21.</i>	Diagrama de Fuerza Cortante VT-05(tonf)	50
<i>Figura 22.</i>	Diseño de la viga VT-05(tonf)	50
<i>Figura 23.</i>	Sección de Columna C01 – Primer nivel	52
<i>Figura 24.</i>	Diagrama de iteración M33 – Sismo X	53

<i>Figura 25.</i> Diagrama de interacción M22 – Sismo X	53
<i>Figura 26.</i> Diagrama de interacción M33 – Sismo Y	54
<i>Figura 27.</i> Diagrama de interacción M22 – Sismo Y	54
<i>Figura 28.</i> Placa 01 del primer nivel	57
<i>Figura 29.</i> Diagrama de interacción M3 – Sismo X	58
<i>Figura 30.</i> Diagrama de interacción M2 – Sismo X	59
<i>Figura 31.</i> Diagrama de interacción M3 – Sismo Y	59
<i>Figura 32.</i> Diagrama de interacción M2 – Sismo Y	60
<i>Figura 33.</i> Diagrama de momentos flectores en escalera tramo 2	63
<i>Figura 34.</i> Distribución de acero en escalera tramo 2	64
<i>Figura 35.</i> Sección y distribución de acero en muro de cisterna	66
<i>Figura 36.</i> Losa de techo de cisterna	68
<i>Figura 37.</i> Losa de fondo de cisterna	68
<i>Figura 38.</i> Planta de la zapata a dimensionar	72
<i>Figura 39.</i> Franja de 1 ml de zapata debido a un $\sigma = 64.5$ tonf/m	75
<i>Figura 40.</i> Diseño de la zapata del muro PL-01	75
<i>Figura 41.</i> Sección de la viga de cimentación 40 x120 cm	77
<i>Figura 42.</i> Diseño de la zapata Z-01 de la columna C-01	79

INTRODUCCION

La presente tesis desarrolla el análisis y diseño de concreto armado de un edificio de vivienda multifamiliar de 7 pisos con 2 departamentos por piso siendo el primer piso destinado a estacionamientos ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores, sobre un terreno rectangular de 300 m².

En el pasado debido a la baja demanda de viviendas el sistema estructural usado era dual en base a muros de albañilería y columnas de concreto armado ya que eran casas básicas de 1 o 2 pisos en su mayoría haciendo esta propuesta muy viable económicamente, con el pasar del tiempo esta demanda se incrementó a tal punto que las viviendas unifamiliares pasaron a edificios multifamiliares de gran altura en su mayoría de 5 pisos a mas lo cual obligo a la búsqueda de un nuevo sistema estructural para cumplir satisfactoriamente las solicitaciones sísmicas y normas vigentes.

El sistema estructural usado en este proyecto y en el uso de la edificación, se optó por plantear el diseño en concreto armado de muros estructurales mediante el uso de losas aligeradas y macizas apoyadas en vigas que, a su vez, serán soportadas por columnas y placas, las cuales transferirán la carga al suelo por medio de la cimentación.

El periodo calculado en el análisis sísmico dinámico es de 0.311 segundos en la dirección X y de 0.275 segundos en la dirección Y. Además ambos se encuentran dentro de la plataforma constante del espectro de diseño con un $C=2.5$ obteniendo el cociente sísmico para ambas direcciones igual a $18.75\% = ZUCS/R$. Entonces se concluye con los resultados obtenidos que es regular tanto en planta como en altura $R=6$. Las derivas máximas con la configuración estructural presentada son de 0.0025 en ambas direcciones cumpliendo con las normas vigentes y rigidez necesaria.

La cuantía de acero en muros, vigas y columnas son de 0.5 %, 0.85 % y 2 % respectivamente los cuales dan a entender un diseño óptimo para las solicitaciones que se presentan en los capítulos posteriores. El porcentaje de área de placas o muros con respecto al área de planta es de 3.97 % siendo este un valor pequeño optimizando el uso adecuado del área de acuerdo a la arquitectura para obtener la rigidez necesaria.



PARTE 1: ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO Y ANÁLISIS

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El presente proyecto está basado en una edificación destinada a uso residencial, construido en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores. El proyecto se desarrolló en un terreno de 300 m², de los cuales se destinó 150 m² como área libre para estacionamientos y áreas verdes, que constituye un 50% de la superficie total del terreno, valores que se encuentran dentro de los límites establecidos por los parámetros urbanos de la municipalidad en referencia para una zona residencial del tipo R2.

El edificio multifamiliar cuenta con siete pisos, teniendo en el primer piso un área destinada a los estacionamientos y depósitos como se aprecia en la Figura 1, los pisos típicos superiores en la Figura 2 se aprecia dos departamentos por piso, haciendo un total de 12 departamentos con un área techada total de 1,050 m².

Se tiene una distribución de departamento típica en toda la edificación: Área de 75 m². Tiene Sala-Comedor, Cocina, 1 Dormitorio, 1 Baño.

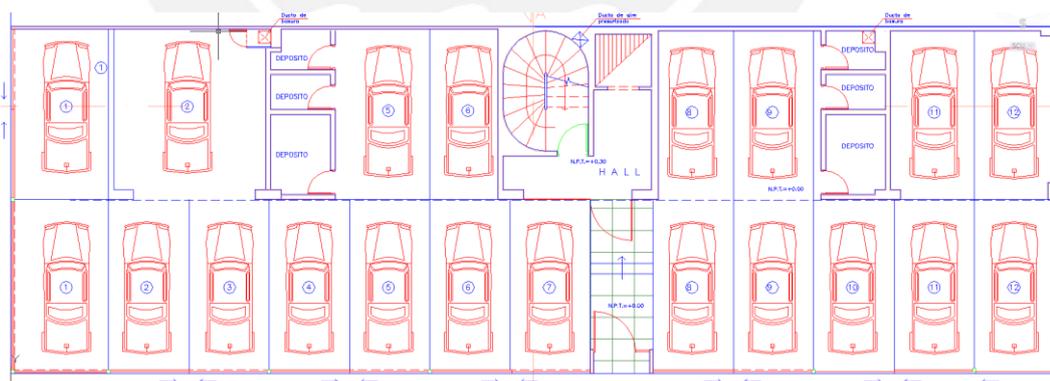


Figura 1. Arquitectura planta - primer piso.

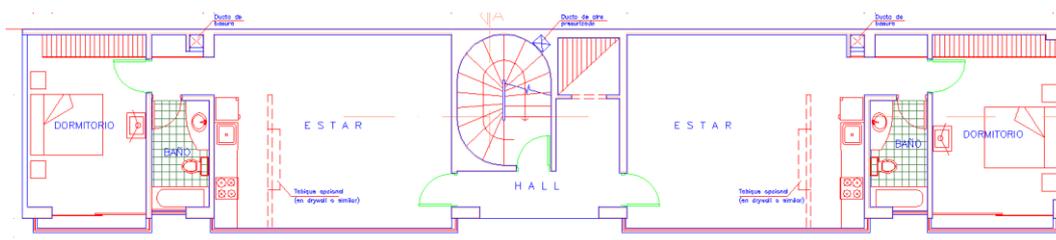


Figura 2. Arquitectura planta - piso típico (2do – 7mo nivel).

Para el suministro de agua potable de consumo doméstico, se ha proyectado un tanque elevado de 12 m³ de capacidad, con el cuál se distribuirá por gravedad a los diferentes servicios del edificio. Además se cuenta con el cuarto de máquinas del ascensor ubicado en la azotea como se muestra en la Figura 3.

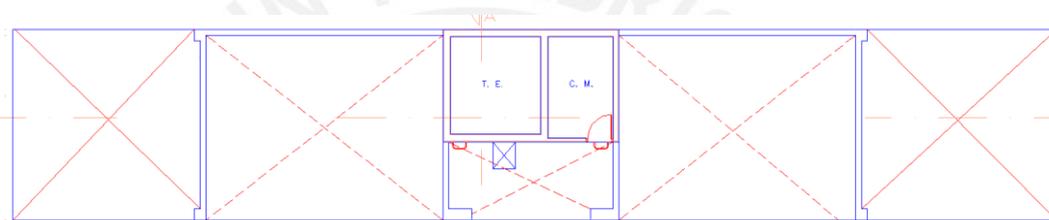


Figura 3. Arquitectura de la azotea, detalle del cuarto de máquinas y tanque elevado.

2. ESTRUCTURACIÓN

2.1 Descripción

Se puede apreciar que la arquitectura del edificio cuenta con simetría en el eje Y, con un núcleo en el área central destinado a la caja de escaleras y ascensor además de amarrar los extremos con muros de concreto armado por lo que se espera un buen comportamiento para controlar los efectos torsionales. Por otra parte, la forma rectangular del edificio, con predominio de muros en la dirección X, hace pensar que no se tendrán mayores problemas de rigidez en dicha dirección, no obstante, será necesario aprovechar al máximo los pocos muros en la dirección Y con los que cuenta el edificio para equilibrar la rigidez en dicho eje. Por tal motivo, se dispondrá de placas en la caja de escaleras, ascensor y en los extremos laterales del edificio para dotarlo de la rigidez necesaria en el eje Y.

Debido al área se uniformizó el espesor de los muros delgados de concreto armado de 15 cm con doble malla de acero y confinamiento en los bordes, con sus respectivas columnas. Dada la baja cantidad de tabiquería del edificio, se procederá a dimensionar vigas peraltadas en sus respectivas ubicaciones además de usar losas aligeradas con viguetas convencionales espaciadas a 0.40 m con $h=20$ cm y losas macizas de 20 cm en el hall que comunica a ambos departamentos del edificio con la finalidad de darle mayor rigidez al diafragma ya que en estas zonas se concentra esfuerzos elevados logrando al final un comportamiento de un diafragma rígido, ambos casos con 5 cm de piso terminado. La rigidez que aportan los elementos de tabiquería no se consideraron en el modelo sísmico, ya que dicho aporte es muy reducido en comparación al aporte de rigidez de los muros de concreto armado.

Para la cimentación, se ha elegido el sistema de cimientos corridos conectados. También se tiene vigas de cimentación para contrarrestar la carga excéntrica que tienen

los cimientos corridos en el límite de propiedad. El piso del cuarto de máquinas tiene una losa maciza de $h=15$ cm y el techo una losa maciza de $h=12$ cm ya que los muros de concreto armado son prolongación de los muros de la caja del ascensor. La cisterna está estructurada con muros de concreto armado de espesor de $e=15$ cm y losa maciza de piso y techo de espesor $e=15$ cm.

2.2 Criterios de Estructuración

Los criterios de estructuración se basaron en lograr un buen desempeño de la estructura frente a un evento sísmico, por esta razón se tiene en cuenta lo especificado por Blanco (1990) en su libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, donde el autor comenta los principales criterios a tomar para obtener una estructura sismo resistente, los cuales son:

- Resistencia y Ductilidad
- Simplicidad y Simetría
- Hiperestaticidad y Monolitismo
- Rigidez lateral
- Uniformidad y Continuidad de la Estructura
- Losas que permitan considerarse como diafragma rígido
- Influencia de los elementos no estructurales

Resistencia y Ductilidad

Para este proyecto, la resistencia viene dada gracias a los muros de concreto armado en ambas direcciones X e Y el cual posee la característica de ser un elemento dúctil gracias a la cuantía de acero.

Simplicidad y Simetría

Las ventajas de tener una estructura simple son que el diseñador tiene mayor probabilidad de predecir el comportamiento sísmico de la estructura y este a su vez al lograr una mayor confiabilidad en el modelo idealizado de la estructura. Para este proyecto en concreto, se posee una estructura simétrica respecto al eje Y, esto está muy ligado a la arquitectura que se tenga del proyecto.

Hiperestaticidad y Monolitismo

Una estructura hiperestática nos ayuda en caso fallen algunos elementos y no toda la estructura evitando un posible colapso si fuera isostática. Poseer una estructura Monolítica ayuda enormemente a un correcto funcionamiento de los elementos estructurales con los cuales fueron diseñados.

Rigidez Lateral

La Norma E.030 estipula una deriva máxima para el caso de estructuras de concreto de 0.007. Esto con el principal objetivo de dotarle de suficiente rigidez lateral a la estructura para poder resistir óptimamente un sismo, según el espectro de diseño utilizado. Los desplazamientos son valores que se deben controlar ya que cuando la estructura ingresa a su etapa inelástica sufre deformaciones no recuperables lo que se traduce en daño estructural y la Norma E.030 pone un límite para esto.

La rigidez lateral de este proyecto lo proporciona en su mayor parte los muros de concreto armado en ambas direcciones X e Y.

Uniformidad y Continuidad de la Estructura

Este criterio de estructuración es esencial y se cumple una buena uniformidad y continuidad de los elementos estructurales en elevación para su correcta funcionabilidad.

Losas que se consideran como diafragma rígido

Se ha tomado como hipótesis que las losas de cada nivel de la edificación se consideran como elementos rígidos en su plano. Esto nos garantiza que las fuerzas sísmicas se distribuyan de acuerdo a la rigidez de los elementos en planta y que los elementos estructurales de un mismo nivel, en ausencia de torsión en planta tengan la misma deformación lateral. Por este motivo se consideró colocar losa maciza en la zona de transición que une los dos departamentos para una mejor distribución de fuerzas y momentos y se cumpla la hipótesis.

Influencia de los elementos no estructurales

En este proyecto los elementos de albañilería (tabiquería) no se consideraron en el modelo estructural, además de no afectar de manera importante los resultados del análisis sísmico ya que es una estructura rígida, en donde se dispone de muros de concreto armado en las dos direcciones X e Y, su rigidez que aportan es mucho mayor en comparación a la rigidez que aporta la tabiquería.

En conclusión se decidió aislar la tabiquería para su correcto funcionamiento y se cumpla la hipótesis de no considerar su rigidez para la estructura.

3. PREDIMENSIONAMIENTO

3.1 Muros Estructurales

Como el sistema estructural está basado en muros estructurales, poseyendo una gran cantidad de muros en el núcleo (caja de ascensores y escalera) se consideró un espesor de 15 cm y muros laterales en los extremos para controlar los efectos de torsión por la geometría en planta que se tiene y así probar si este espesor aporta la suficiente rigidez para cumplir con las derivas máximas según la Norma E.030.

3.2 Columnas

Las columnas se pre-dimensionaron en base a sostenimiento por gravedad del edificio ya que la mayoría de la fuerza cortante la tomaran los muros de concreto armado en ambas direcciones, obteniendo una estimación de columnas de 0.25x0.75m y de 0.3x0.50 m que encajan con la arquitectura presentada para la edificación.

$$\text{Área de columna} = P (\text{servicio}) / 0.35f_c'$$

$$\text{Área de columna} = 70(1000) / 0.35(210) = 1000 \text{ cm}^2 \text{ aprox.}$$

Se concluye que las dimensiones estimadas de las columnas cumplen con el pre-dimensionamiento inicial por cargas de gravedad y por arquitectura.

3.3 Losa Aligerada

En el caso de la losa aligerada con viguetas convencionales espaciadas 0.40 m se consideró un espesor de 20 cm teniendo una luz máxima de 4.8 m.

3.4 Losa Maciza

Se escogió de espesor $h=20$ cm para darle mayor rigidez al diafragma y unir a los dos bloques de la estructura donde se concentra la mayor cantidad de esfuerzos y poder así obtener un diafragma rígido en cada nivel del edificio y transmitir las cargas adecuadamente.

3.5 Escaleras

Se verifica que el diseño arquitectónico presentado haya contemplado para las dimensiones de las escaleras, lo descrito en el Reglamento Nacional de Construcción.

Debe cumplir lo siguiente:

$$60 \text{ cm} \leq 2c_p + p \leq 64 \text{ cm}$$

Las dimensiones del proyecto son las siguientes:

$$\text{Contra paso } c_p = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Paso } p = 30 \text{ cm}$$

Entonces reemplazando los datos obtenemos lo siguiente:

$$60 \leq 62 \leq 64 \text{ (OK)}$$

3.6 Vigas

Se escogieron vigas peraltadas con dimensiones de 20x55 cm para aquellas zonas donde soporta tabiquería y vigas chatas de 30x20 cm para unir los diferentes elementos estructurales. Se tomó en cuenta los siguientes criterios basados por Blanco (1990) en su libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado (Tabla 1):

Tabla 1. *Predimensionamiento de Vigas*

Vigas	
Dimensiones usuales (cm)	
$L \leq 5.5 \text{ m}$	25x50 , 30x50
$L \leq 6.5 \text{ m}$	25x60 , 30x60 , 40x60
$L \leq 7.5 \text{ m}$	25x70 , 30x70 , 40x70 , 50x70
$L \leq 8.5 \text{ m}$	30x75 , 40x75 , 30x80 , 40x80
$L \leq 9.5 \text{ m}$	30x85 , 30x90 , 40x85 , 40x90

Se puede apreciar que en el proyecto se tiene una luz máxima de 6.3 m (2 vigas de esta dimensión) las demás vigas peraltadas tienen una luz máxima de 4.8 m por lo que la elección de 25x50 cm según la Tabla 1, es correcta para una evaluación sísmica inicial.



4. METRADO Y ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 Metrado de Losa Aligerada con Viguetas Convencionales

Se realizó el metrado considerando una carga uniformemente distribuida y considerando una franja de 0.4 m de ancho. La Figura 4, muestra la sección de la losa aligerada con viguetas espaciadas cada 0.4 m.

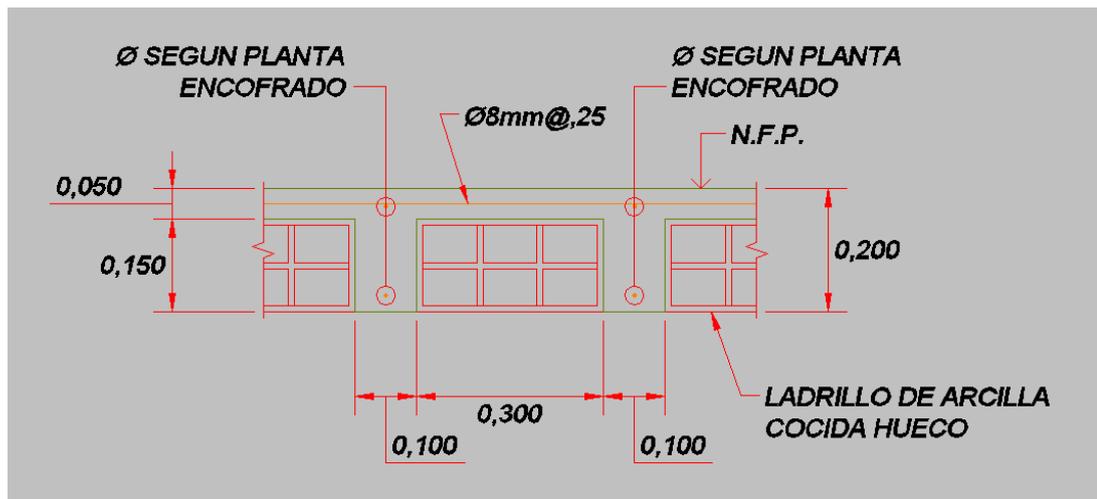


Figura 4. Sección de losa aligerada con viguetas convencionales.

En la Tabla 2 se detalla los cálculos del metrado:

Tabla 2. Metrado de Losa Aligerada $h=20$ cm del 1ª al 6ª Piso

Carga Muerta	Peso propio	$0.30 \times 0.40 =$	0.12	
	Piso terminado	$0.10 \times 0.40 =$	0.04	
			<u>0.16</u>	tonf/m
Carga Viva	CV(vivienda)	$0.20 \times 0.40 =$	0.08	
			0.08	tonf/m
Carga Ultima:	W_u	$1.4CM + 1.7CV =$	0.36	tonf/m

Tabla 3. Metrado de Losa Aligerada $h=20$ cm del 7ª Piso

Carga Muerta	Peso propio	$0.30 \times 0.40 =$	0.12	
	Piso terminado	$0.10 \times 0.40 =$	0.04	
			<u>0.16</u>	tonf/m
Carga Viva	CV(vivienda)	$0.10 \times 0.40 =$	0.04	
			0.04	tonf/m
Carga Ultima:	W_u	$1.4CM + 1.7CV =$	0.29	tonf/m

4.2 Metrado de Losas Macizas

Las losas macizas son de $h=20$ cm. A continuación se detalla el metrado:

Tabla 4. *Metrado de Losa Maciza $h = 20$ cm*

Carga Muerta	Peso propio	$0.2 \times 1 \times 2.4 =$	0.48	
	Piso terminado	$0.10 =$	0.1	
			0.58	tonf/m ²
Carga Viva	CV(vivienda)	$0.20 =$	0.2	
			0.2	tonf/m ²
Carga Ultima:	Wu	$1.4CM + 1.7CV =$	1.15	tonf/m ²

4.3 Metrado de Escalera

Se realizó el metrado considerando una carga uniformemente distribuida y considerando 1 m de ancho.

Se usó la siguiente fórmula para el cálculo del peso de la escalera sacada del libro Análisis de Edificios de San Bartolomé (1999):

$$W_{\text{escalera}} = 2.4 \left[\frac{cp}{2} + t \left(1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2 \right)^{0.5} \right]$$

Donde:

Cp= Contrapaso = 16 cm

P = paso = 30 cm

T = espesor de losa de escalera = 20 cm

Con estos datos se realiza el cálculo para la carga última actuante en la escalera:

Tabla 5. *Metrado de Escalera $e=20$ cm*

Carga Muerta	Peso propio	W escalera=	0.74	
	Piso terminado	$0.10 \times 1.00 =$	0.10	
			0.84	tonf/m
Carga Viva	CV(vivienda)	$0.25 \times 1.00 =$	0.25	
			0.25	tonf/m
Carga Ultima:	Wu	$1.4CM + 1.7CV =$	1.60	tonf/m

4.4 Metrado de Muros

En el caso del metrado de los muros de concreto armado, se ha considerado según la Norma E.020, sobre la reducción de carga viva en cada uno de los niveles.

La Figura 5, muestra el muro ubicado en el dormitorio del departamento, que se tomó como ejemplo para el metrado.

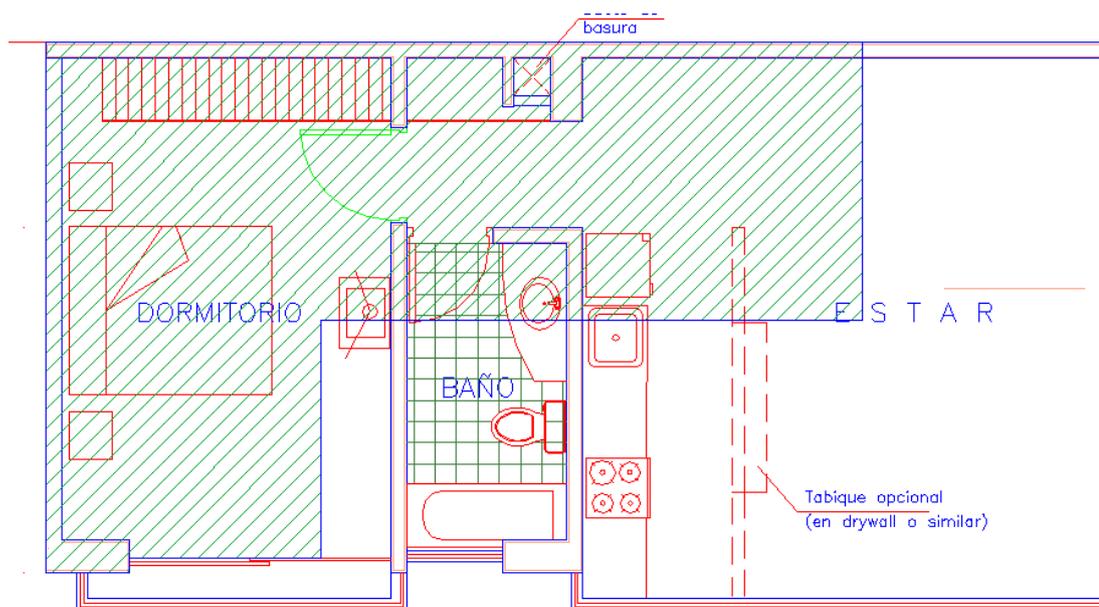


Figura 5. Área Tributaria del Muro.

Con los siguientes datos obtendremos el metrado de cargas del muro en cada uno de los pisos:

$$\text{Área en planta del muro} = 1.43 \text{ m}^2$$

$$H \text{ muro (entrepiso)} = 2.4 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto} = 2.4 \text{ tonf / m}^3$$

$$W_m \text{ techo} = 0.30 \text{ tonf / m}^2$$

$$W_m \text{ piso terminado} = 0.1 \text{ tonf / m}^2$$

$$\text{Área tributaria} = 25 \text{ m}^2$$

Donde:

$$W \text{ del muro} = (H_{\text{muro}}) \times (\text{área en planta del muro}) \times (\text{peso específico del concreto})$$

W del techo = (w_m techo + w_m piso terminado) x (área tributaria)

La Tabla 6, muestra los valores de carga muerta sin amplificar del 1^a al 7^{to} piso y en la Tabla 7, el metrado de carga viva sin amplificar.

Tabla 6. *Carga Muerta del Muro Sin Amplificar*

PISO	H muro (m)	W del muro (tonf)	W del techo (tonf)	Metrado por piso (tonf)	Metrado acumulado (tonf)
7to	2.4	8.24	10	18.24	18.24
6to	2.4	8.24	10	18.24	36.47
5to	2.4	8.24	10	18.24	54.71
4to	2.4	8.24	10	18.24	72.95
3ro	2.4	8.24	10	18.24	91.18
2do	2.4	8.24	10	18.24	109.42
1er	2.7	9.27	10	19.27	128.69

Tabla 7. *Metrado de Carga Viva del Muro Sin Amplificar*

PISO	H muro (m)	W del techo (tonf)	Metrado por piso (tonf)	Metrado acumulado (tonf)
7to	2.4	2.5	2.50	2.50
6to	2.4	5	5.00	7.5
5to	2.4	5	5.00	12.50
4to	2.4	5	5.00	17.50
3ro	2.4	5	5.00	22.50
2do	2.4	5	5.00	27.50
1er	2.7	5	5.00	32.50

5. ANÁLISIS SÍSMICO

5.1 Introducción

El análisis estructural para solicitaciones sísmicas se realiza con la finalidad de obtener los desplazamientos laterales de la edificación y conocer las fuerzas internas en los elementos estructurales. Según las especificaciones de la Norma E.030, se busca obtener un diseño que pueda afrontar dichas solicitaciones.

La estructura en estudio será de concreto armado, por lo cual la deriva máxima no debe de exceder de 0.007, índice que obliga a tener una rigidez mínima de la estructura como base de un diseño sismo resistente.

Para poder calcular las fuerzas internas en los elementos estructurales se usarán los métodos de análisis estático y dinámico indicados en la Norma E.030.

5.2 Parámetros del Análisis Sísmico

5.2.1 Parámetros de Sitio

5.2.1.1 Zonificación: Factor Z

La Norma E.030 divide el territorio peruano en cuatro zonas, cada cual con una aceleración en la base rocosa denominado como factor Z. En el caso de estudio correspondiente a la costa peruana que es la zona con mayor sismicidad, se le asigna el factor Z de 0.45, que será usado en nuestro análisis.

5.2.1.2 Condiciones Geotécnicas: Factor S, T_p , T_L

En la versión actual de la Norma E.030 (2016), se observan cambios respecto a la norma sísmica anterior (2003) en los factores S, T_p y la adición de un nuevo parámetro T_L . Se tienen cinco perfiles de tipo de suelo asociados al factor de amplificación S, que permite estimar la amplificación de las solicitaciones sísmicas respecto a la roca y el parámetro T_p o periodo que define la plataforma del factor C. El nuevo parámetro T_L o periodo que define el inicio de la zona del factor C con

desplazamiento constante, asociado a estructuras de gran altura con un mayor periodo de vibración que usualmente incorporan el uso de aisladores sísmicos, como una solución de ingeniería cada vez más extensiva en el Perú.

La aceleración máxima esperada en la cimentación de una estructura queda expresada por el producto ZS . La característica del suelo sobre el cual esta cimentado el proyecto, corresponde a un suelo de grava con un esfuerzo admisible de 4 kgf/cm^2 . Por lo tanto, la Norma E.030 contempla un suelo tipo S1 (roca o suelos muy rígidos) y le corresponderá un valor de $S=1$, $T_P=0.4 \text{ s}$, $T_L=2.5 \text{ s}$.

5.2.1.3 Factor de Amplificación Sísmica: Factor C

El factor C amplifica la aceleración máxima en la base (ZS) que recibe una estructura en función de su periodo fundamental de vibración T . La Norma E.030 permite estimar este valor en función de T , T_P y T_L respectivamente según las siguientes fórmulas:

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

$$C = 2.5(T_P/T) \quad T_P < T < T_L$$

$$C = 2.5 (T_P \cdot T_L / T^2) \quad T > T_L$$

Entonces, la aceleración de respuesta de una estructura queda definida por el producto ZSC .

5.2.2 Requisitos Generales

5.2.2.1 Categoría de las Edificaciones: Factor De Uso (U)

La Norma E.030, clasifica a las estructuras en cuatro categorías ligadas al tipo de uso que se les dará, asignando un determinado factor para cada categoría. En nuestro caso se trata de un edificio de viviendas que pertenece a la categoría C (edificaciones comunes) con un factor U igual a 1.

5.2.2.2 Sistema Estructural: Coeficiente de Reducción Sísmica (R)

De acuerdo a la Norma E.030, para una edificación tipo C, es permitido usar cualquier sistema estructural. En nuestro caso, se optó por un sistema de concreto armado de muros estructurales con un coeficiente de reducción sísmica R igual a 6 en ambas direcciones X e Y.

5.2.2.3 Configuración Estructural

La estructura que se obtuvo del pre dimensionamiento resultó rígida en ambas direcciones principales pudiendo cumplir con los requisitos mínimos de la Norma E.030 en caso de sismo controlando las derivas. Se puede apreciar además de tener un núcleo en la zona central del edificio el cual será el que proveerá gran parte de la rigidez debido a su área total de 150 m² por piso. En la Figura 6 el edificio es clasificado como regular y cumple con los criterios de estructuración anteriormente señalados.

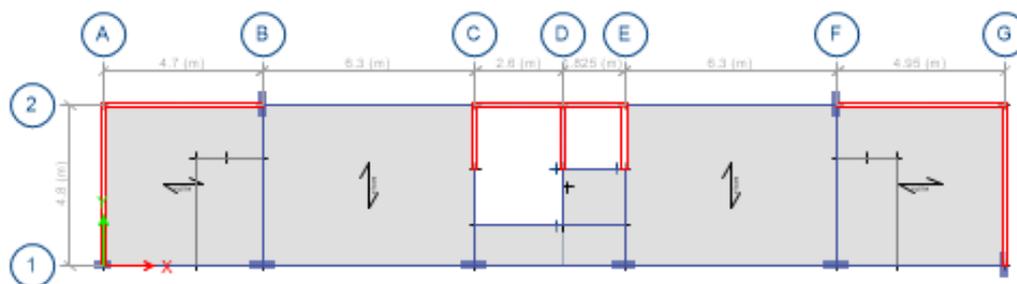


Figura 6. Configuración estructural del edificio.

5.3 Análisis Estático

5.3.1 Generalidades

Este método aplica las solicitaciones sísmicas como un conjunto de fuerzas horizontales equivalentes en cada nivel de la edificación en su centro de masa respectivamente. Además la Norma E.030 señala que es posible usar este método solo

para edificios regulares y de una altura máxima de 30 metros, requisitos que son cumplidos por nuestro proyecto.

5.3.2 Periodo Fundamental

Se puede calcular de manera aproximada con la siguiente expresión: $T = h/C_T$.

Donde:

h: Altura total de la estructura

$C_T = 60$. Para estructuras de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

Obtenemos un valor de: $T = 17.1/60 = 0.285$ s

Sin embargo, para efectos de este análisis se usarán los valores obtenidos por el análisis dinámico; el cual se explica en el capítulo 5.4.

$T_{xx} = 0.311$ seg.

$T_{yy} = 0.275$ seg.

Con los periodos fundamentales en cada dirección, podemos hallar el factor de amplificación C:

En la dirección longitudinal xx: $C=2.5$

En la dirección transversal yy: $C=2.5$

5.3.3 Fuerza Cortante Mínima en la Base

La Norma E.030 señala que para estructuras regulares, la fuerza cortante en la base se calculará con la siguiente fórmula:

$$V_{\text{estático}} = (ZUCS)P/R = (0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1)P/6, \quad C/R \geq 0.125$$

5.3.4 Peso de la Edificación (P)

Según la Norma E.030, el peso de la edificación P, se calculará adicionando a la carga muerta un 25% de la carga viva o sobrecarga. El cálculo del peso se desarrolla en la Tabla 8.

Tabla 8. *Cálculo de P*

CARGA MUERTA (CM)	Muros	$2.4\text{tonf/m}^3 \times 2.88\text{m}^2 \times 25\text{m}$	172.8
	Columnas	$2.4\text{tonf/m}^3 \times 1.5\text{m}^2 \times 19.5\text{m}$	70.2
	Losa Aligerada	$0.30\text{tonf/m}^2 \times 912\text{m}^2$	273.6
	Losa Maciza	$2.4\text{tonf/m}^3 \times 25.6\text{m}^2 \times 0.2\text{m}$	12.3
	Vigas		205
	Tabiques		48
	Piso Terminado	$0.1\text{tonf/m}^2 \times 937.6 \text{ m}^2$	93.8
		875.7	tonf
CARGA VIVA (CV)	25%CV	$0.25 \times 0.2\text{tonf/m}^2 \times 117.2 \text{ m}^2 \times 6$	35
		$0.25 \times 0.1\text{tonf/m}^2 \times 117.2 \text{ m}^2 \times 1$	2.9
		37.9	tonf
PESO TOTAL	P	CM + 25%CV	913.6 tonf
		<i>peso por m2</i>	0.97 tonf/m ²

En resumen tendríamos los parámetros dados en la Tabla 9

Tabla 9. *Parámetros de Análisis Sismorresistente*

Parámetros	
Z	0.45
U	1
C	2.5
S	1
P	913.6
Rxx	6
Ryy	6

V estático (tonf)	
XX	172.3
YY	172.3

5.3.5 Distribución de la Fuerza Sísmica en la Altura

Las fuerzas se hallarán con la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Donde:

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

n = número de pisos del edificio

k : es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

$$T \leq 0.5 \quad k=1 \text{ (Aplica a la estructura)}$$

$$T \geq 0.5 \quad k=(0.75+0.5T) \leq 2 \text{ (No se aplica en este caso)}$$

Tabla 10. *Fuerzas Sísmicas en la Altura (Análisis Estático)*

PISO	PESO(Pi)	ALTURA (hi)	Pi x hi	%	xx	yy
	tonf	m	tonf.m		Fuerza c/piso	Fuerza c/piso
					tonf	tonf
7	94.1	17.1	1608.4	18%	31.6	31.6
6	137.2	14.7	2017.0	23%	39.6	39.6
5	137.2	12.3	1687.7	19%	33.1	33.1
4	137.2	9.9	1358.4	15%	26.7	26.7
3	137.2	7.5	1029.1	12%	20.2	20.2
2	137.2	5.1	699.8	8%	13.7	13.7
1	139.3	2.7	376.2	4%	7.4	7.4
TOTAL	919.4		8776.4	100%	172.3	172.3

5.3.6 Efectos de Torsión

Este criterio es relevante dada la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel de la edificación, es por esta razón que la Norma E.030 requiere que se considere una excentricidad accidental $e=5\%$ de la dimensión del edificio perpendicular de las fuerzas. El momento queda definido por la siguiente expresión:

$$M_i = F_i \times e_i$$

Los valores de excentricidad accidental en cada dirección serán los siguientes:

$$E_x = 0.05 \times 5 = 0.25 \text{ m (Sismo en X)}$$

$$E_y = 0.05 \times 26.5 = 1.325 \text{ m (Sismo en Y)}$$

En resumen obtendremos los siguientes valores:

Tabla 11. *Fuerza Sísmica en la Altura y Momentos (Análisis Estático)*

	xx	yy		
PISO	Fuerza c/piso	Fuerza c/piso	MOMENTO SISMO X	MOMENTO SISMO Y
	tonf	tonf	tonf.m	tonf.m
7	31.6	31.6	7.9	41.8
6	39.6	39.6	9.9	52.5
5	33.1	33.1	8.3	43.9
4	26.7	26.7	6.7	35.3
3	20.2	20.2	5.1	26.8
2	13.7	13.7	3.4	18.2
1	7.4	7.4	1.8	9.8

5.3.7 Desplazamientos Laterales

La Norma E.030 establece que los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

Tabla 12. *Derivas Máximas con Sismo en X*

PISO	Deriva Elástica (δ)‰	Deriva Inelástica ($(0.75R)x\delta$ ‰)
Piso 7	0.53	2.39
Piso 6	0.55	2.49
Piso 5	0.56	2.51
Piso 4	0.53	2.40
Piso 3	0.47	2.13
Piso 2	0.37	1.66
Piso 1	0.19	0.86

De la Tabla 12 se puede apreciar que la máxima deriva se encuentra en el 5to piso y es de 0.0025. La deriva permitida por la norma es de 0.007, por lo cual, se cumple con este criterio.

$$0.0025 < 0.007 \text{ (OK).}$$

Tabla 13. *Derivas Máximas con Sismo en Y*

PISO	Deriva Elástica (δ)‰	Deriva Inelástica ($(0.75R)x\delta$ ‰)
Piso 7	0.51	2.27
Piso 6	0.53	2.38
Piso 5	0.54	2.41
Piso 4	0.52	2.33
Piso 3	0.47	2.10
Piso 2	0.37	1.67
Piso 1	0.20	0.89

De la Tabla 13 se puede apreciar que la máxima deriva se encuentra en el 5to piso y es de 0.0024. La deriva permitida por la norma es de 0.007, por lo cual, se cumple con este criterio.

$$0.0024 < 0.007 \text{ (OK).}$$

Los desplazamientos inelásticos en la azotea en las dos direcciones son:

$$D_x = 0.76 \text{ cm}$$

$$D_y = 0.75 \text{ cm}$$

5.4 Análisis Dinámico

5.4.1 Generalidades

La Norma E.030, señala que el análisis dinámico es un método aplicable a cualquier tipo de edificación. Se podrá realizar mediante una combinación espectral o por medio del análisis tiempo-historia. Para este proyecto se utilizará el procedimiento de combinación espectral.

Como es de conocimiento se ha considerado tres grados de libertad por piso, teniendo un total de 21 modos de vibración.

5.4.2 Procedimiento del Análisis Dinámico con el Software Etabs

1. Se definirá las propiedades del material (concreto armado):

- Peso: 2.4 tonf/m³
- Módulo de Elasticidad E_c : 2.2×10^6 tonf/m²
- Módulo de Poisson: 0.15
- F_c' : 210 kgf/cm²
- F_y : 4200 kgf/cm²

2. Se procede a continuación con los elementos estructurales:

Losa aligerada con viguetas convencionales

Se considera las losas aligeradas de $h=20$ cm como membrana el cual no aporta rigidez a la estructura, su principal función es de transmitir las cargas a las vigas además de asignarle la carga muerta y viva por m^2 y por ultimo modificar la dirección de las viguetas para su correcta modelación.

Losa maciza

Son de tipo membrana de $h=20$ cm, se le asigna la carga muerta y viva por m^2 .

Vigas chatas y/o peraltadas

Se definen las vigas, según las dimensiones de su sección del tipo frame.

Placas

Se definen las placas (tipo Wall), según los espesores.

3. Se considera la base de la estructura empotrada por tener un suelo duro con esfuerzo admisible de 4 kgf/cm^2 .

4. Se asignan las cargas distribuidas por metro lineal del peso propio de los tabiques 0.504 tonf/m para poder transmitir estas cargas a las vigas y para considerar la masa en el análisis sísmico.

5. Se define y se asignan diafragmas rígidos a todas las losas, para asegurar que en cada piso se comporte como uno solo y tenga el mismo desplazamiento lateral frente a las sollicitaciones sísmicas.

6. Para edificaciones de la categoría C, se tomara el 25% de la carga viva. En la Figura 7 se puede apreciar los factores de masa que se colocan en el software ETABS para carga muerta (CM) y carga viva (CV).

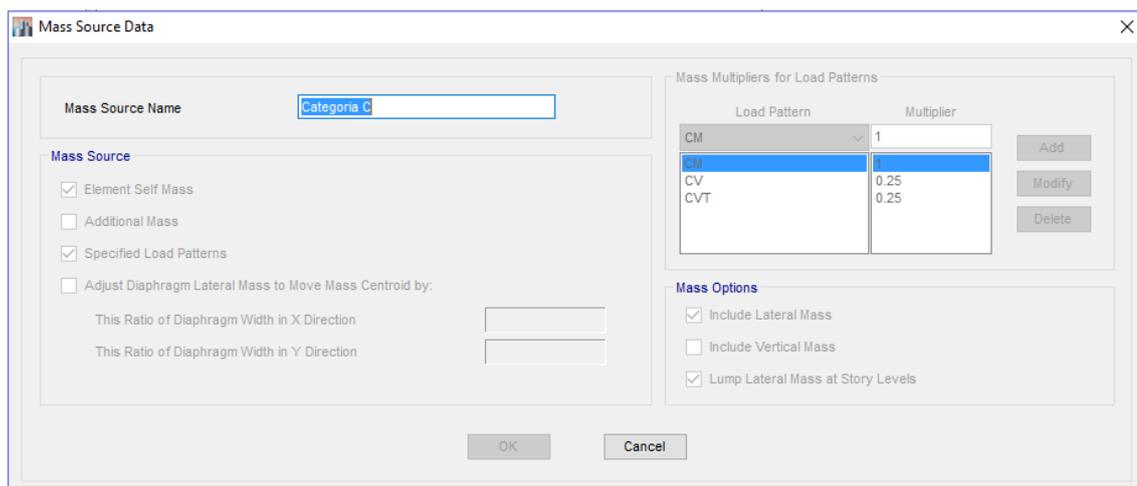


Figura 7. Factores de Masa (ETABS, 2015)

7. Se le ingresa el espectro de diseño según la Norma E.030 el cual el eje Y (perpendicular a la fachada) está dado por ZUCS/R y el eje X (paralelo a la fachada) por el periodo T (seg) como se aprecia en la Figura 8.

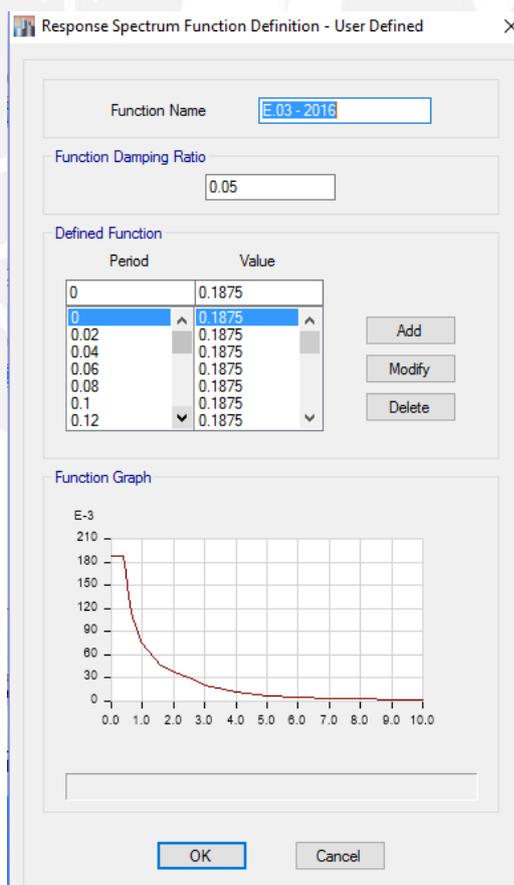


Figura 8. Espectro de diseño (ETABS, 2015)

8. Por último se definen las siguientes combinaciones de carga para diseñar las vigas con la envolvente:

- $1.4CM + 1.7 CV$
- $1.25(CM + CV) \pm f(S)$
- $0.9 CM \pm f(S)$

CM= Carga muerta

CV= Carga Viva

S= Sismo

f= factor de escala (ver capítulo 5.4.3)

Las Figuras 9 y 10 muestran una planta típica estructurada y una vista en 3D de toda la edificación.

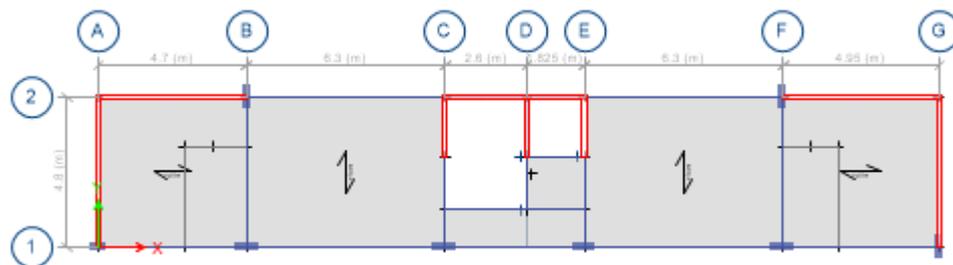


Figura 9. Planta típica estructurada (ETABS, 2015)

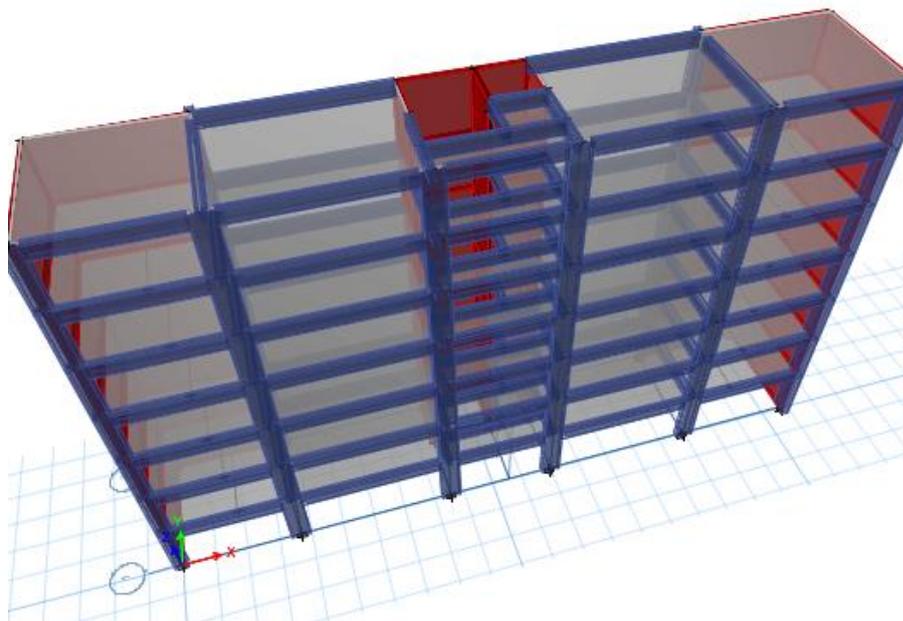


Figura 10. Vista en 3d, del edificio (ETABS, 2015)

5.4.3 Fuerza Cortante Mínima en la Base

La Norma E.030, señala que para el análisis de estructuras regulares, se deberá considerar que la fuerza cortante en la base del edificio, no deberá ser menor que el 80% del valor calculado.

$$V \text{ dinámico} > 80\% V \text{ estático}$$

Tabla 14. Fuerza Cortante Estática y Dinámica

	V estático (tonf)	V dinámico (tonf)	80% V estático (tonf)	
XX	172.3	103.3	137.8	No cumple
YY	172.3	128.5	137.8	No cumple

Como no cumplen con la condición de V mínima de diseño se procederá a calcular el factor f.

$$f_x = 1.33$$

$$f_y = 1.07$$

5.4.4 Peso de la Edificación

En el capítulo 5.3.2, se calculó el peso total de la edificación el cual es el siguiente obtenido:

Peso Total (P) = 913.6 tonf

5.4.5 Periodo de Vibración

Existe un porcentaje de masa efectiva al cual le corresponde un modo de vibración. Según la Norma E.030, para hallar los periodos de vibración, se identifican los modos fundamentales, según los porcentajes de masas efectivas de la estructura. De esta manera, tenemos los siguientes periodos fundamentales en cada dirección de análisis dados en la Tabla 15:

Tabla 15. *Periodos para los Modos de Vibración*

Modo	Periodo	%Masa Efectiva X	%Masa Efectiva Y
	seg		
1	0.311	53.83%	0.10%
2	0.275	0.04%	71.47%
3	0.154	18.25%	0.02%
4	0.071	15.93%	0.05%
5	0.067	0.03%	19.95%
6	0.041	4.56%	0.00%
7	0.034	2.91%	0.01%
8	0.032	0.02%	0.09%
9	0.032	0.00%	4.98%
10	0.032	0.00%	0.01%
11	0.032	0.00%	0.04%
12	0.031	0.18%	0.00%
13	0.031	0.44%	0.01%
14	0.03	0.46%	0.00%
15	0.022	1.90%	0.02%

16	0.021	0.03%	2.00%
17	0.02	0.28%	0.02%
18	0.016	0.64%	0.00%
19	0.016	0.00%	0.83%
20	0.014	0.12%	0.00%
21	0.014	0.24%	0.00%

Por lo tanto se puede apreciar que los periodos fundamentales son los siguientes:

$$T_{xx} = 0.311 \text{ seg}$$

$$T_{yy} = 0.275 \text{ seg}$$

El software ETABS calcula las masas efectivas (M_i) para cada modo y halla las fuerzas cortantes basales de todos los modos con $F_i = M_i \times A_i$. Para hallar los resultados únicos finales se escogió la combinación cuadrática completa (CQC), la cual es aceptada por la norma sismo resistente.

5.4.6 Efectos de Torsión

De acuerdo a la Norma E.030, se ha considerado en el análisis dinámico una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la longitud del edificio en planta, correspondiente a la dirección del sismo analizado. En la Figura 11 se puede apreciar la ventana donde se ingresa este dato.

Figura 11. Excentricidad accidental 0.05

5.4.7 Desplazamientos Laterales

La Norma E.030 indica que los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando los del análisis por 0.75R (ver Tablas 16 y 17):

Tabla 16. Derivas Máximas con Sismo en X

PISO	Deriva Elástica (δ)‰	Deriva Inelástica (0.75R)x δ ‰
Piso 7	0.55	2.48
Piso 6	0.58	2.59
Piso 5	0.57	2.58
Piso 4	0.54	2.44
Piso 3	0.48	2.14
Piso 2	0.36	1.63
Piso 1	0.18	0.83

De la Tabla 16 se determina que la máxima deriva frente al sismo en X se da en el 6to piso y es de 0.0026.

$$0.0026 \leq 0.007 \text{ (ok)}$$

Tabla 17. *Derivas Máximas con Sismo en Y*

PISO	Deriva Elástica (δ)‰	Deriva Inelástica ($0.75R$) $\times\delta$ ‰
Piso 7	0.44	2.00
Piso 6	0.46	2.08
Piso 5	0.47	2.10
Piso 4	0.45	2.01
Piso 3	0.40	1.79
Piso 2	0.31	1.40
Piso 1	0.16	0.73

De la Tabla 17 se determina que la máxima deriva frente al sismo en y se da en el 5to piso y es de 0.0021.

$$0.0021 \leq 0.007 \text{ (ok)}$$

Los desplazamientos máximos en la azotea en las dos direcciones son:

$$D_x = 0.79 \text{ cm}$$

$$D_y = 0.65 \text{ cm}$$

5.4.8 Comparación: Análisis Estático Versus Análisis Dinámico

En las Tablas 18 y 19 se comparan los resultados.

Tabla 18. *Periodos de Vibración*

Dirección	Periodo T (seg)	
	Estático	Dinámico
X-X	0.285	0.311
Y-Y	0.285	0.275

Tabla 19. *Derivas Máximas*

Dirección	Deriva Máxima	
	Estático	Dinámico
X-X	0.0025	0.0026
Y-Y	0.0024	0.0021

Se puede apreciar que la variación en los periodos de vibración no afecta el valor C ya que estos son menores de 0.4 seg.

En el caso de las derivas máximas, se puede apreciar una disminución de la deriva en la dirección Y de análisis

5.4.9 Junta de Separación Sísmica

La Norma E.030, señala que toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima “s”, para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

La junta de separación, para este proyecto se calculó según:

$$S = 0.006(h) \geq 0.03 \text{ m}$$

De esta manera se tiene $S = 10 \text{ cm}$. Se debe dejar del $L.P \geq S/2 = 5 \text{ cm}$ de separación desde el límite de propiedad hasta la estructura.

5.4.10 Verificación de R_o y Regularidad Estructural en Planta y Altura

En esta sección se procederá a verificar los datos asumidos para el respectivo análisis sísmico según la Norma E.030.

El sistema estructural asumido fue de $R_o=6$ (muros estructurales), el cual según norma nos define como aquel sistema estructural en el cual las placas resisten más del 70% de la fuerza cortante en la base.

Tabla 20. *Fuerza Cortante en Columnas y Placas*

DIRECCION	PLACAS	COLUMNAS	TOTAL
X-X	128.9 tonf	7.5 tonf	136.4 tonf
Y-Y	131.7 tonf	4.5 tonf	136.2 tonf

Tabla 21. *Porcentaje de Fuerza Cortante en Placas y Columnas*

DIRECCION	PLACAS	COLUMNAS	
X-X	95%	5%	CUMPLE
Y-Y	97%	3%	CUMPLE

A continuación se procederá a verificar la irregularidad estructural en altura según los criterios dispuesto por la Norma E.030:

- **Irregularidad de Rigidez – Piso Blando:**

Tabla 22. Verificación 1 de Piso Blando – Sismo X

Piso	Item	Deriva Elástica (δ)‰	Promedios 3 superiores	*1.25 prom,	Condición
Piso 7	Deriva X	0.55			
Piso 7	Deriva Y	0.45			
Piso 6	Deriva X	0.57			
Piso 6	Deriva Y	0.47			
Piso 5	Deriva X	0.57			
Piso 5	Deriva Y	0.46			
Piso 4	Deriva X	0.54	0.57	0.71	OK
Piso 4	Deriva Y	0.43	0.46	0.58	OK
Piso 3	Deriva X	0.47	0.56	0.70	OK
Piso 3	Deriva Y	0.38	0.46	0.57	OK
Piso 2	Deriva X	0.36	0.53	0.66	OK
Piso 2	Deriva Y	0.28	0.43	0.54	OK
Piso 1	Deriva X	0.18	0.46	0.58	OK
Piso 1	Deriva Y	0.14	0.37	0.46	OK

Tabla 23. Verificación 1 de Piso Blando – Sismo Y

Piso	Item	Deriva Elástica (δ)‰	Promedios 3 superiores	*1.25 prom.	Condición
Piso 7	Deriva X	0.05			
Piso 7	Deriva Y	0.44			
Piso 6	Deriva X	0.06			
Piso 6	Deriva Y	0.46			
Piso 5	Deriva X	0.06			
Piso 5	Deriva Y	0.46			
Piso 4	Deriva X	0.05	0.17	0.21	OK
Piso 4	Deriva Y	0.45	1.37	1.72	OK
Piso 3	Deriva X	0.05	0.16	0.21	OK
Piso 3	Deriva Y	0.39	1.38	1.72	OK
Piso 2	Deriva X	0.03	0.15	0.19	OK
Piso 2	Deriva Y	0.31	1.31	1.64	OK
Piso 1	Deriva X	0.02	0.13	0.16	OK
Piso 1	Deriva Y	0.16	1.16	1.44	OK

Tabla 24. Verificación 2 de Piso Blando – Sismo X

Piso	Item	Deriva Elástica (δ)‰	*1.4 Superior	Condición
Piso 7	Deriva X	0.55		
Piso 7	Deriva Y	0.46		
Piso 6	Deriva X	0.58	0.77	OK
Piso 6	Deriva Y	0.47	0.64	OK
Piso 5	Deriva X	0.57	0.81	OK
Piso 5	Deriva Y	0.47	0.66	OK
Piso 4	Deriva X	0.54	0.80	OK
Piso 4	Deriva Y	0.44	0.65	OK
Piso 3	Deriva X	0.48	0.76	OK
Piso 3	Deriva Y	0.38	0.61	OK
Piso 2	Deriva X	0.36	0.67	OK
Piso 2	Deriva Y	0.29	0.53	OK
Piso 1	Deriva X	0.18	0.51	OK
Piso 1	Deriva Y	0.14	0.40	OK

Tabla 25. Verificación 2 de Piso Blando – Sismo Y

Piso	Item	Deriva Elástica (δ)‰	*1.4 Superior	Condición
Piso 7	Deriva X	0.05		
Piso 7	Deriva Y	0.44		
Piso 6	Deriva X	0.06	0.08	OK
Piso 6	Deriva Y	0.46	0.62	OK
Piso 5	Deriva X	0.06	0.08	OK
Piso 5	Deriva Y	0.47	0.65	OK
Piso 4	Deriva X	0.05	0.08	OK
Piso 4	Deriva Y	0.45	0.65	OK
Piso 3	Deriva X	0.05	0.07	OK
Piso 3	Deriva Y	0.40	0.63	OK
Piso 2	Deriva X	0.03	0.06	OK
Piso 2	Deriva Y	0.31	0.56	OK
Piso 1	Deriva X	0.02	0.05	OK
Piso 1	Deriva Y	0.16	0.44	OK

En las Tablas 22 a 25 se pueden apreciar que para la dirección de análisis X e Y, no existe la condición de Piso Blando ya que no es mayor la distorsión de entrepiso a 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los 3 niveles superiores adyacentes o 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior.

- ***Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.***

Tabla 26. Verificación de Piso Débil

Piso	Caso	VX	VY	80% VX	80% VY	CONDICION
		tonf	tonf	tonf	tonf	V > 80%V sup
Piso 7	Sismo X	30.96		24.77		
Piso 7	Sismo Y		31.05		24.84	
Piso 6	Sismo X	64.60		51.68		OK
Piso 6	Sismo Y		64.63		51.70	OK
Piso 5	Sismo X	89.52		71.61		OK
Piso 5	Sismo Y		89.76		71.81	OK
Piso 4	Sismo X	108.24		86.59		OK
Piso 4	Sismo Y		108.78		87.03	OK
Piso 3	Sismo X	122.38		97.91		OK
Piso 3	Sismo Y		122.96		98.37	OK
Piso 2	Sismo X	132.17		105.73		OK
Piso 2	Sismo Y		132.62		106.10	OK
Piso 1	Sismo X	137.42		109.94		OK
Piso 1	Sismo Y		137.54		110.03	OK

En las Tabla 26 se puede apreciar que para la dirección de análisis X e Y, no existe la condición de Piso Débil ya que la fuerza cortante es mayor al 80% de la fuerza cortante inmediato superior.

- ***Irregularidad De Masa o Peso:***

Tabla 27. *Verificación de Masa*

Piso	Peso	1.5 Peso	Condición
	tonf	tonf	
Piso 7	94.1	141.1	NO APLICA
Piso 6	137.2	205.8	NO APLICA
Piso 5	137.2	205.8	OK
Piso 4	137.2	205.8	OK
Piso 3	137.2	205.8	OK
Piso 2	137.2	205.8	OK
Piso 1	139.3		OK

Se puede apreciar que no existe irregularidad de Peso o Masa, ya que ningún piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no aplica a azoteas ni sótanos.

- ***Irregularidad Geométrica Vertical***

No existe irregularidad Geométrica Vertical ya que se cuenta que todos los 7 pisos son típicos en Área (dimensiones).

- ***Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.***

Todos los elementos Resistentes presentan una continuidad y alineamiento vertical.

En Resumen para las IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA (Ia), obtenemos el valor de 1

A continuación se procederá a verificar la irregularidad estructural en planta según los criterios dispuestos por la Norma E.030:

- **Irregularidad Torsional.**

Tabla 28. Verificación de Irregularidad Torsional

Dirección	Deriva Máxima %		50% Deriva Permisible %		Condición
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	
X-X	2.51	2.59	3.50	3.50	OK
Y-Y	2.41	2.10	3.50	3.50	OK

Se puede apreciar que no existe Irregularidad Torsional ya que las derivas máximas no exceden al 50% de la deriva permisible (0.0035).

- **Esquinas Entrantes.**

Debido a la planta de la edificación se puede apreciar que no presenta esquinas entrantes.

- **Discontinuidad del Diafragma.**

No presenta discontinuidad ya que la única abertura que presenta la edificación es del ducto de ascensores y escaleras el cual no excede el 50% del área bruta del diafragma.

- **Sistemas No Paralelos.**

La edificación es totalmente vertical y horizontal, por ende sus elementos estructurales se encuentran en sistemas paralelos. En Resumen para las IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA (I_p), obtenemos el valor de .Además Verificamos el Valor de $R=6(1)(1) = 6$ asumido para los análisis sísmicos.

PARTE 2: DISEÑO

6. GENERALIDADES DEL DISEÑO

Según la Norma E.060 Concreto Armado, los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener todas sus secciones, con resistencias por lo menos igual a las requeridas calculadas por sus cargas amplificadas según las combinaciones que se señalan.

6.1 Resistencia Requerida

La resistencia requerida U , para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (CS), será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25(CM+CV)+-CS$$

$$U = 0.9CM+-CS$$

6.2 Resistencia de Diseño

La norma señala que la resistencia de diseño deberá ser la resistencia nominal, multiplicada por un factor de reducción de resistencia. Este factor de reducción de resistencia es para tomar en cuenta la variabilidad de la resistencia del concreto y acero, además de las variaciones de las dimensiones con el plano vs la construcción real en campo.

El factor de reducción de resistencia ϕ es:

- | | |
|---|-------------|
| 1. Para flexión sin carga axial | $\phi=0.90$ |
| 2. Para flexión con carga axial de compresión | $\phi=0.70$ |
| 3. Para cortante sin o con torsión | $\phi=0.85$ |

6.3 Diseño por Flexión

Se diseñaron por flexión:

- Vigas

- Losas
- Escaleras
- Zapatas

Según la Norma E.060, señala que el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la siguiente expresión:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

M_u : Resistencia requerida por flexión en la sección analizada

M_n : Resistencia nominal a la flexión de la sección

ϕ : Factor de reducción por flexión

6.4 Diseño por Flexo compresión

Se diseñaron por flexo compresión:

- Muros y Columnas

6.5 Diseño por Corte

Se diseñaron por corte:

- Vigas
- Muros
- Zapatas

La norma E.060, señala que las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberán cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u : Resistencia requerida por corte en la sección analizada

V_n : Resistencia nominal al corte de la sección

ϕ : Factor de reducción por cortante

Donde la resistencia nominal V_n está conformada por:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c : Es la contribución del concreto.

V_s : Es la contribución del acero.



7. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS

CONVENCIONALES

De un techo típico, se escoge una vigueta de un tramo ubicada entre los ejes B y C (Figura 12). El diseño se debe hacer por flexión y corte (Figura 13 y 14).

7.1 Diseño por Flexión

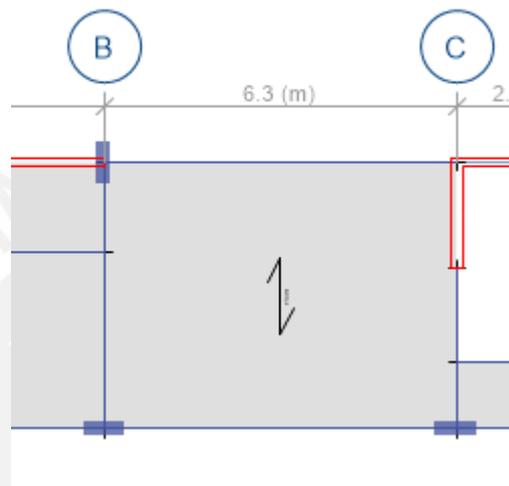


Figura 12. Vigueta convencional de $L_n = 4.45$ m

De la Tabla 2 del capítulo 4.1 se obtiene el $W_u = 0.36$ tonf/m. La vigueta está simplemente apoyada en las vigas para realizar el análisis, obtendremos los DMF (diagrama de momento flector Figura 13) y DFC (diagrama de fuerza cortante Figura 14).

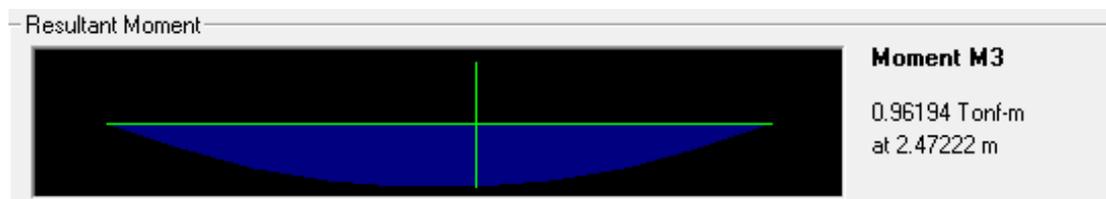


Figura 13. Diagrama de Momento Flector de la vigueta (tonf.m)

Teniendo como luz $L_n = 4.45$ m la sección más crítica obtendremos lo siguientes momentos y fuerzas cortantes.

$$M_{u+} = 0.96 \text{ tonf.m}$$

$$V_u = 0.87 \text{ tonf.}$$

Para la vigueta típica se tienen los siguientes parámetros:

Tabla 29. *Parámetros de Vigueta Típica*

$As(+)$ <i>min</i>	$As(+)$ <i>máx.</i>	$Mcr (+)$	$As(-)$ <i>min</i>	$As(-)$ <i>máx.</i>	$Mcr (-)$
0.41 cm ²	5.90 cm ²	0.26 tonf.m	0.83 cm ²	2.71 cm ²	0.5 tonf.m

Diseño de Acero Positivo:

$$M_{u+}(\text{tonf.m}) = 0.96$$

$$As(\text{cm}^2) = 1.53$$

$$As \text{ Elegido} = \Phi 3/8" + \Phi 1/2"$$

Acero por temperatura de 8mm en la parte superior de la sección transversal a las viguetas, ver Figura 15.

7.2 Diseño por Corte

Como se trata de una losa aligerada, toda la fuerza cortante debe de ser resistida por el concreto del alma de las viguetas para que no requiera de estribos. En caso de no lograr a la resistencia requerida se optará por ensanches alternados.

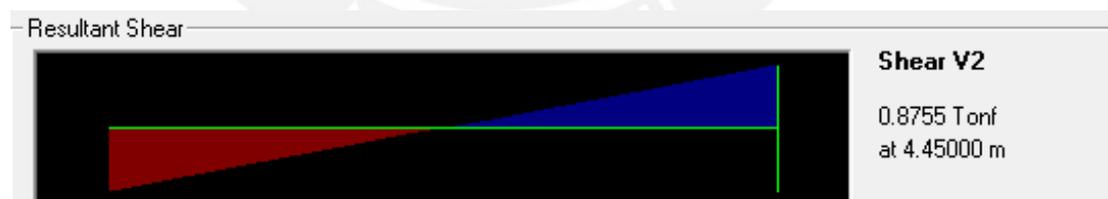


Figura 14. Diagrama de Fuerza Cortante de la vigueta (tonf)

$$\phi = 0.85 \quad f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2, \quad b=10 \text{ cm}, \quad d=17 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ tonf}$$

$$V_u \text{ max (a d de la cara)} = 0.87 \text{ tonf}$$

$$\text{Entonces } \phi V_c \geq V_u \text{ max (OK)}$$

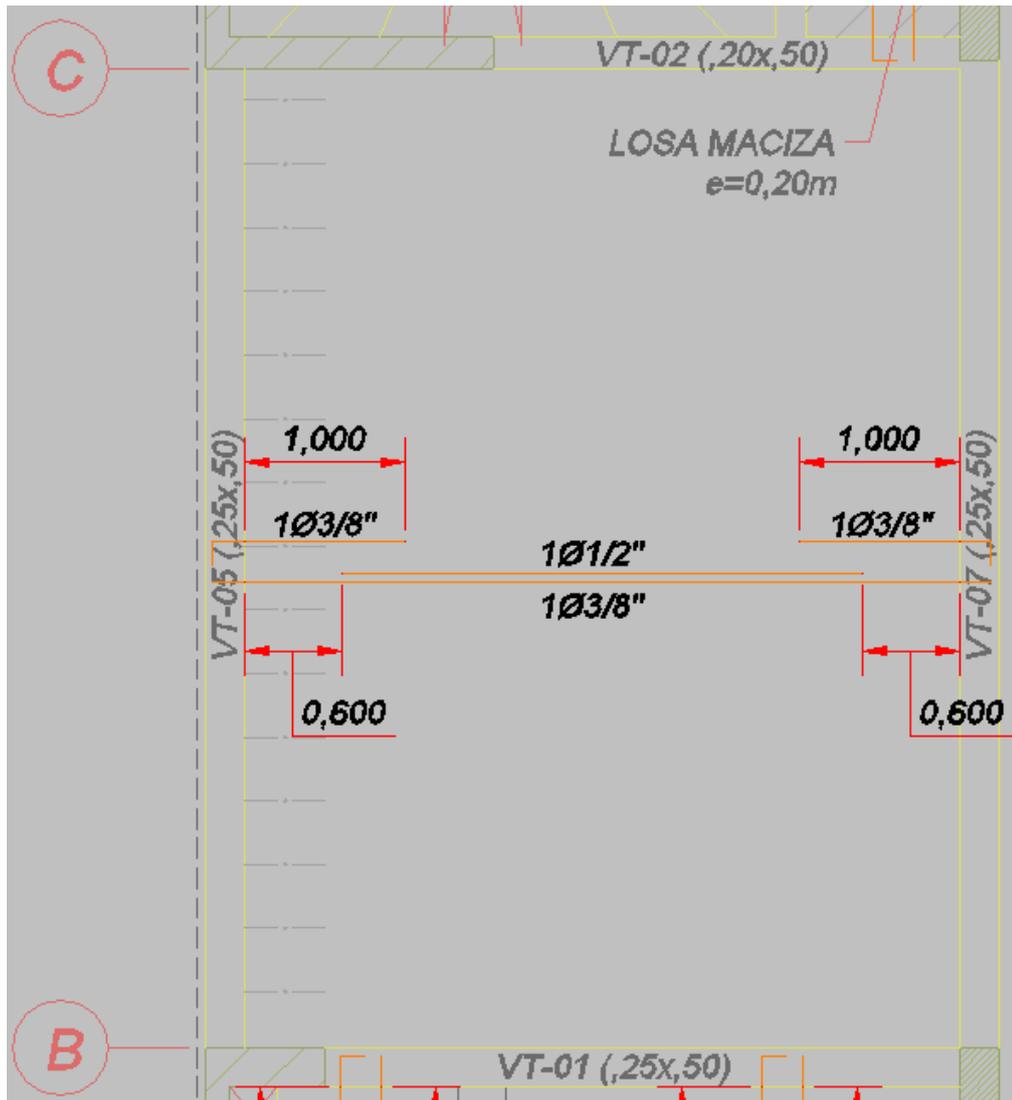


Figura 15. Plano estructural del techo aligerado $e=20\text{ cm}$

8. DISEÑO DE LOSA MACIZA

8.1 Diseño por Flexión

Para este tipo de losa se optó por un espesor de 20 cm, la losa se ubica entre los ejes C y D, sirve para unir bloques del edificio rectangular.

Tabla 30. *Metrado de la Losa Maciza e=20cm*

CARGA	Peso		
MUERTA(CM)	Propio	$2.4\text{tonf/m}^3 \times 0.2\text{m}$	0.48
	Piso Terminado	0.1tonf/m^2	0.10
			0.58 tonf/m ²
CARGA VIVA(CV)	Vivienda	0.2tonf/m^2	0.20
			0.20 tonf/m ²
CARGA ULTIMA	W _u	$1.4\text{CM}+1.7\text{CV}$	1.15 tonf/m ²

La losa se encuentra apoyada en las vigas, por lo tanto se considerara un apoyo un apoyo simple en vigas para su análisis de cargas. Para el cálculo de los momentos flectores, se utilizó un modelo con elementos finitos, en el programa ETABS, cuyos apoyos en sus bordes son simples (Figura 16 y 17).

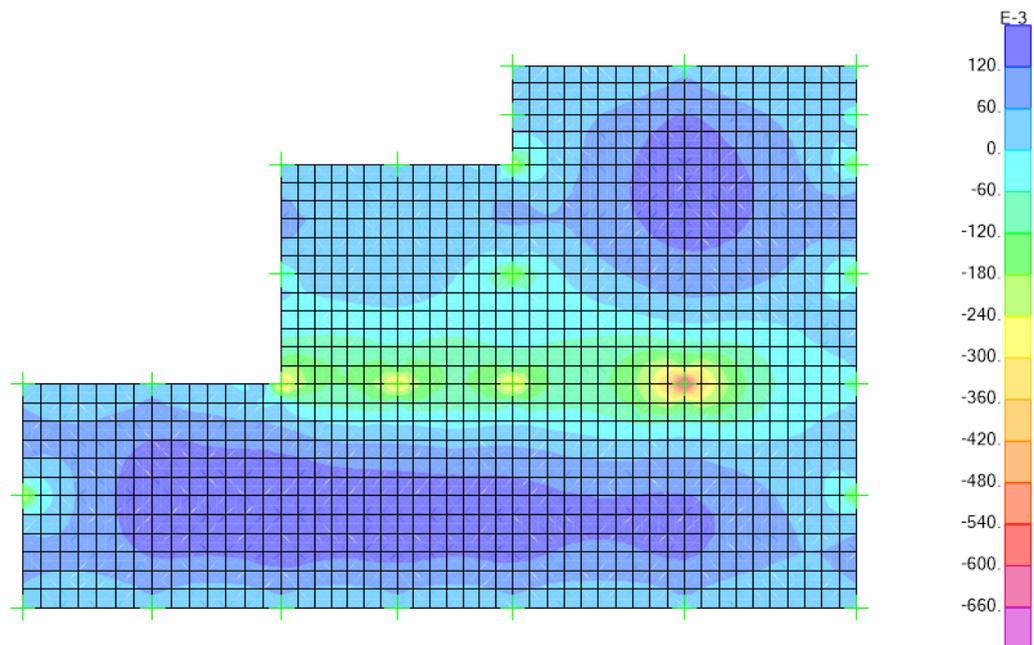


Figura 16. Diagrama de momentos flectores en dirección X

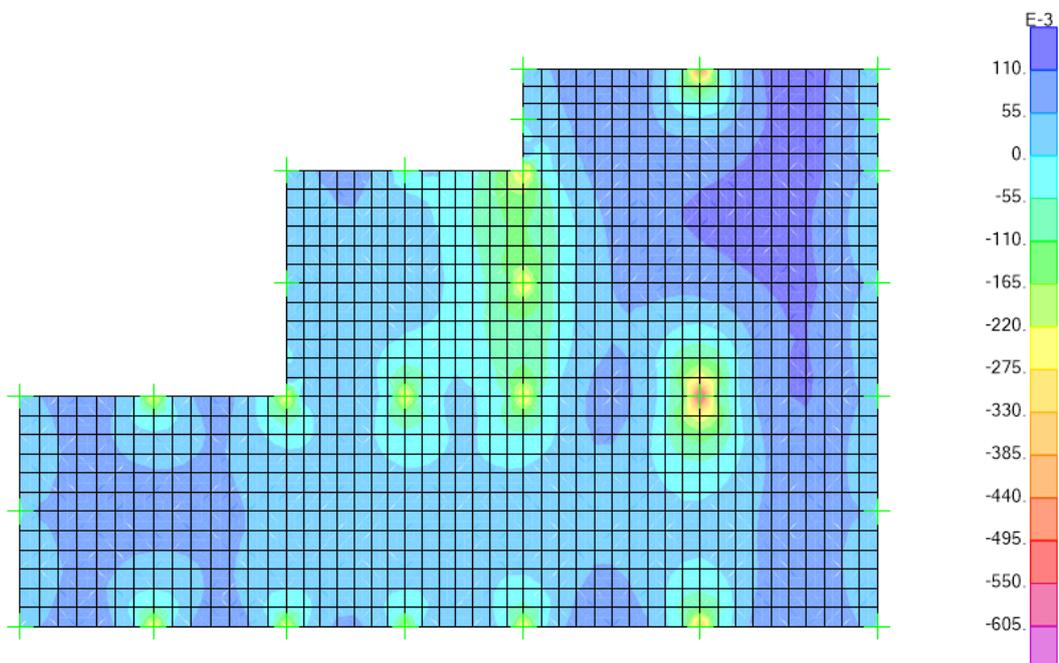


Figura 17. Diagrama de momentos flectores en dirección Y

Mu(+) cp(y) = 0.17 tonf.m/ml de losa $A_s = 0.27 \text{ cm}^2$

Mu(+) cp(x) = 0.14 tonf.m/ml de losa $A_s = 0.22 \text{ cm}^2$

Mu(-) cp(y) = 0.71 tonf.m/ml de losa $A_s = 1.11 \text{ cm}^2$

$Mu(-) cp(x) = 054 \text{ tonf.m/ml de losa}$

$As = 0.84 \text{ cm}^2$

$As_{\text{min}} = 0.0018 \times b \times h = 3.6 \text{ cm}^2$

$As_{\text{min}} = 1.8 \text{ cm}^2$ una sola malla.

Se puede apreciar que el refuerzo de acero calculado es menor al As_{min} . Como esta losa maciza está sujeta a esfuerzos elevados que sirve de conexión de ambos bloques se decidió colocar el siguiente refuerzo de acero $\emptyset 3/8" @ 20 \text{ cm}$ (superior e inferior).

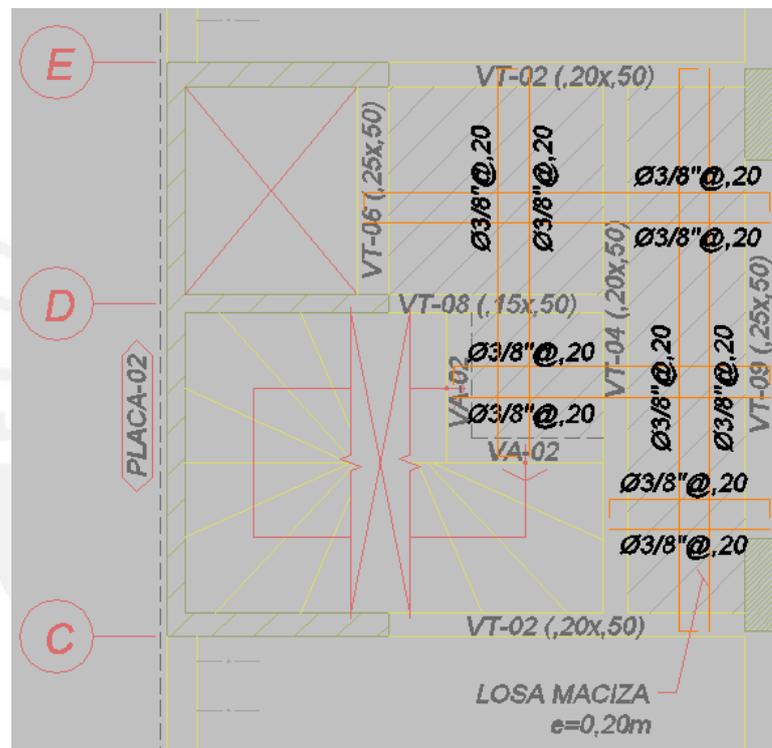


Figura 18. Distribución de acero en losa maciza

8.2 Diseño por Corte

$V_u (y) = 3.6 \text{ tonf}$

$V_u (x) = 3.7 \text{ tonf}$

La resistencia del concreto es $\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 (210^{0.5} \times 100 \times 17) = 11 \text{ tonf}$.

Entonces se cumple la siguiente expresión:

$\emptyset V_c > V_u$ (OK)

Por lo que se concluye que no es necesario diseñar la losa maciza por cortante.

9. DISEÑO DE VIGAS

9.1 Diseño por Flexión

La Figura 19 en planta muestra la ubicación en planta de la viga peraltada 25x50 cm que será analizada en este caso. El DMF se puede ver en la Figura 20.

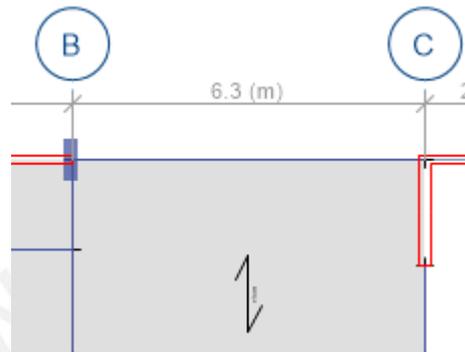


Figura 19. Viga Peraltada VT-05 de 25x50 cm

$$A_s \text{ min} = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx.} = 17.52 \text{ cm}^2$$

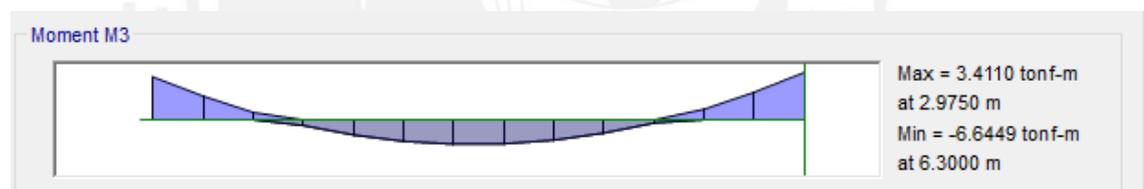


Figura 20. Diagrama de Momento Flector VT-05(tonf.m)

El cual se produce debido a la combinación 1 = 1.4CM + 1.7CV

$$M_u + = 3.41 \text{ tonf.m} \text{-----} A_s = 2.10 \text{ cm}^2 \text{-----} A_s \text{ colocado} = 1\text{Ø}1/2'' + 2\text{Ø}5/8'' \text{ (inferior)}$$

$$M_u - = 6.64 \text{ tonf.m} \text{-----} A_s = 4.18 \text{ cm}^2 \text{-----} A_s \text{ colocado} = 1\text{Ø}1/2'' + 2\text{Ø}5/8'' \text{ (superior)}$$

9.2 Diseño por Corte

Para los elementos que resisten fuerzas de sismo, la Norma E.060 nos dice que el V_u deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada por cargas permanentes.

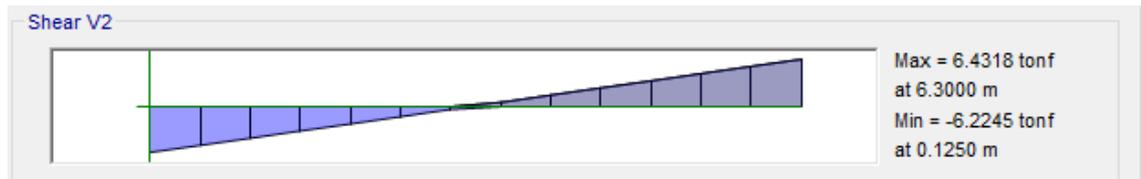


Figura 21. Diagrama de Fuerza Cortante VT-05(tonf)

$V_u = 6.44$ tonf (ver Figura 21)

$\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 (f_c')^{0.5} b_w \times d = 7.18$ tonf ----- $V_c = 8.45$ tonf

V_u diseño = $(M_n \text{ sup} + M_n \text{ inf})/L + V_u$ isostático

V_u diseño = $(7.45 + 4.4)/6.3 + 4.4 = 6.28$ tonf.

Entonces $\emptyset V_c$ es mayor que V_u , por lo que solo requiere de estribos mínimos.

Elegimos estribos de $\emptyset 3/8"$ con el cual obtendremos el siguiente espaciamiento:

La distribución de los estribos sería la siguiente 1@ 0.05, 4@ 0.10, 4@ 0.15, resto @ 0.20 m. El diseño final se puede ver en la Figura 22.

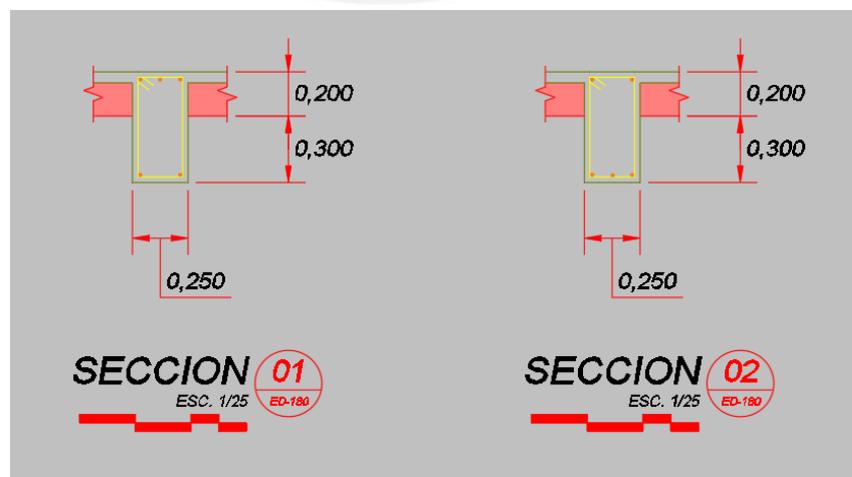
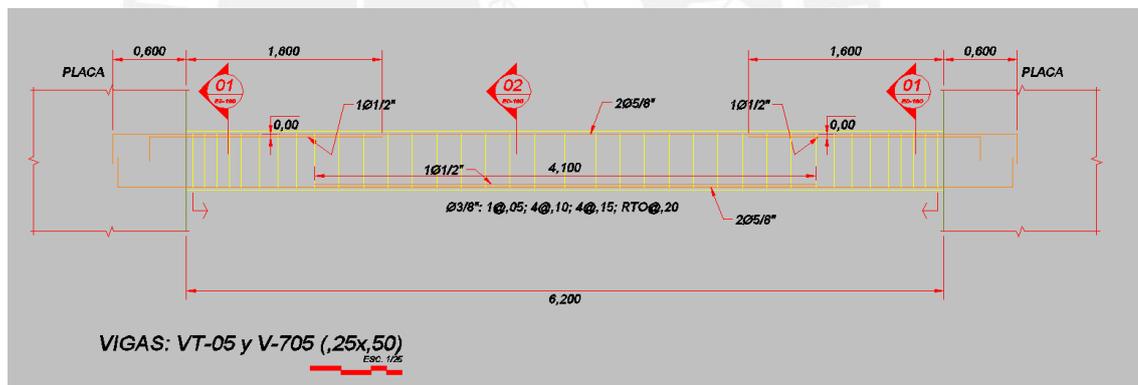


Figura 22. Diseño de la viga VT-05(tonf)

10. DISEÑO DE COLUMNAS

10.1 Consideraciones Generales

Las columnas son elementos que transmiten cargas verticalmente a la cimentación, y según el tipo de estructuración también pueden formar parte de los pórticos que brindan rigidez lateral a la estructura. El diseño de las columnas se realiza en la etapa última o de rotura, y se verifican solicitaciones de flexo compresión y de corte. Las solicitaciones en las columnas son producidas por una combinación de las cargas axiales y los momentos flectores que les son transmitidos a través de las vigas. Normalmente las cargas axiales son resultado del peso de la misma estructura y sobrecargas correspondientes al área tributaria de cada columna. Por otro lado, los momentos flectores pueden ser generados debido a cargas sísmicas laterales.

Usualmente, en edificios con cargas sísmicas las columnas se encuentran sometidas a solicitaciones de flexo compresión biaxial. En dichos casos los momentos en una dirección son originados por las cargas de gravedad, mientras que los generados en la otra son producto de solicitaciones sísmicas. Sin embargo, si una estructura tiene una alta densidad de placas que aportan una gran rigidez lateral como es el caso de la presente estructura, se da una configuración en la cual las columnas no reciben solicitaciones sísmicas apreciables, y trabajan básicamente en flexo compresión uniaxial.

Tabla 31. *Cargas de Diseño de Columna C01-Primer Nivel*

	Combinaciones	P	M2	M3	V2	V3
	1.4CM+1.7CV	121	0	-1	-2	0
SISMO EN X-X	1.25(CM+CV)+CS	111	0	3	0	0
	1.25(CM+CV)-CS	99	0	-5	-3	0
	0.9CM+CS	71	0	3	1	0
	0.9CM-CS	59	0	-4	-2	0
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	119	0	-1	-1	0
	1.25(CM+CV)-CS	91	-1	-1	-1	-1
	0.9CM+CS	79	0	0	-1	0
	0.9CM-CS	51	-1	-1	-1	-1

10.2 Diseño por Flexo Compresión Biaxial

El diseño por flexo compresión biaxial consiste en un proceso iterativo de verificación de secciones, mediante varios ciclos de tanteo. Este proceso se realizó en el programa ETABS que simplifica los cálculos numéricos, e incluso permite ajustes en la sección y configuración de refuerzo de manera casi inmediata.

Se elige la Columna C-01 del primer nivel (Tabla 31) reforzada con $4\text{Ø}1'' + 6\text{Ø}3/4''$, que corresponden a una cuantía de 2% (Figura 23).

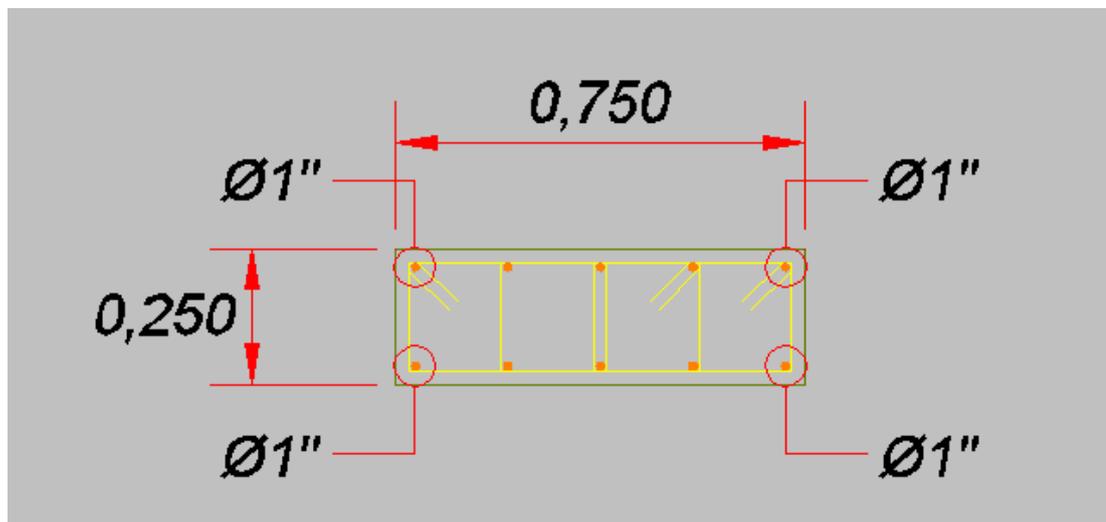


Figura 23. Sección de Columna C01 – Primer nivel

A continuación se presentará los diagramas de interacción para verificar si cumple con el diseño (Figura 24, 25, 26, 27).

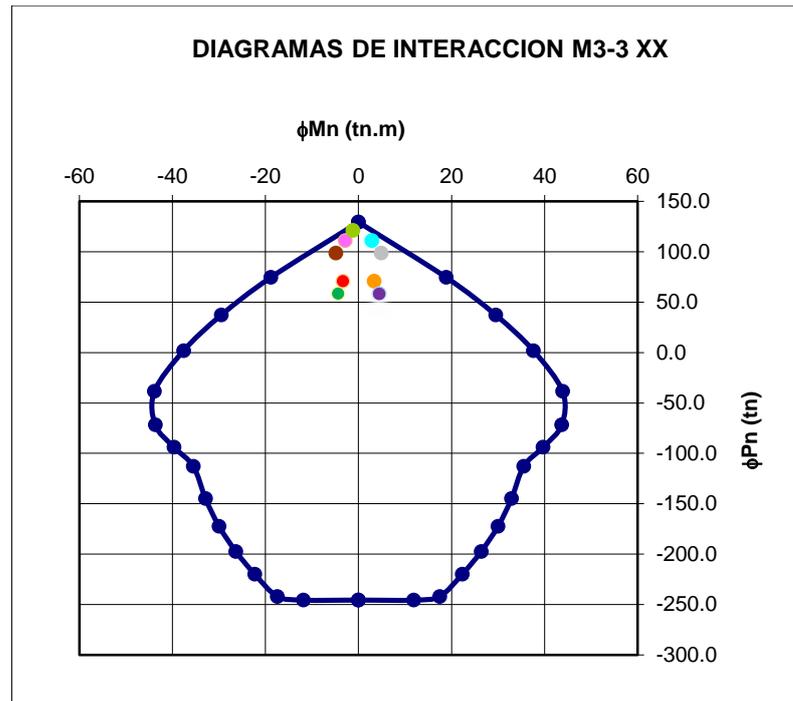


Figura 24. Diagrama de iteración M33 – Sismo X

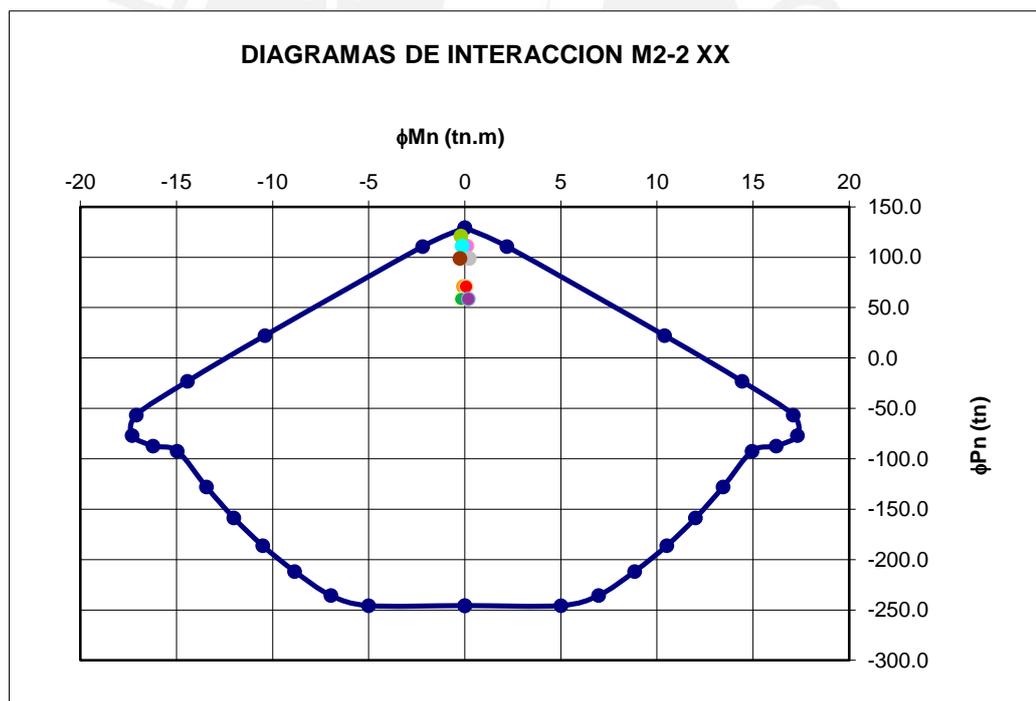


Figura 25. Diagrama de interacción M22 – Sismo X

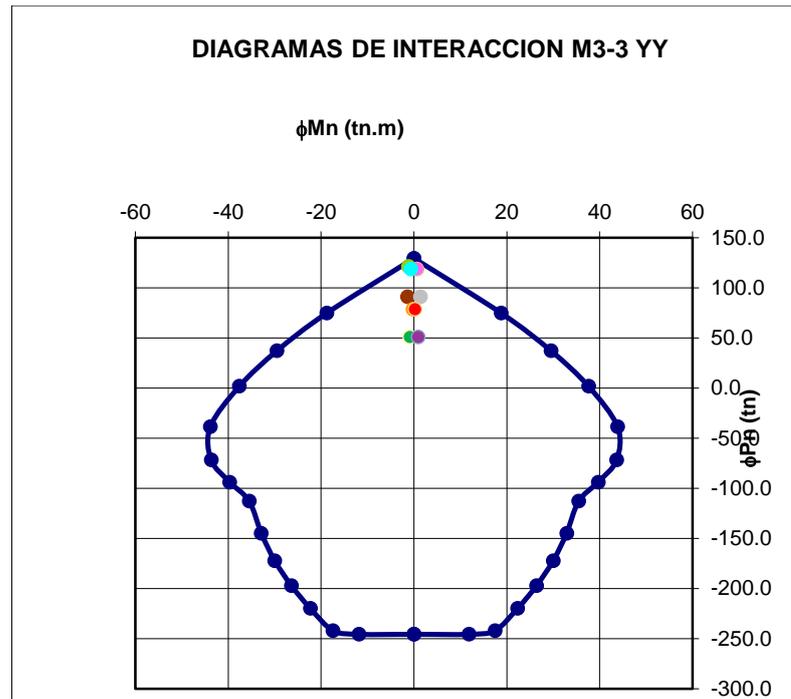


Figura 26. Diagrama de interacción M33 – Sismo Y

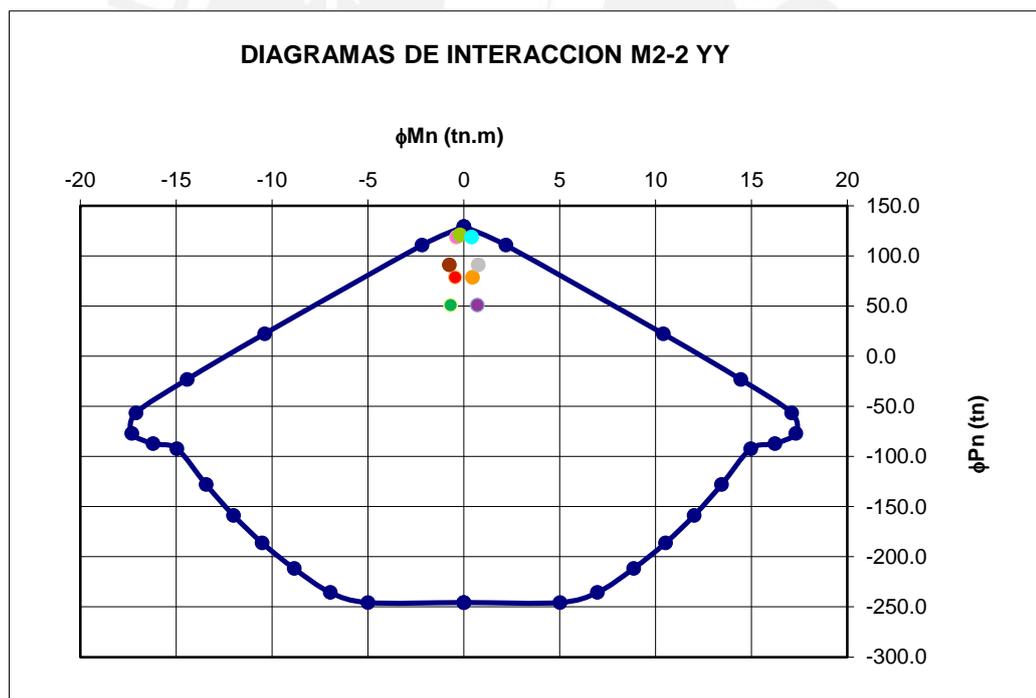


Figura 27. Diagrama de interacción M22 – Sismo Y

Como se puede apreciar de los diagramas de interacción las solicitaciones de la columna se encuentran dentro, haciendo que la sección presentada es adecuada.

10.3 Diseño por Cortante

Como se podrá apreciar las solicitaciones de fuerzas cortantes en las columnas no existen y en caso de sismo son muy pequeñas en la cual se optará por colocar estribos siguiendo las exigencias mínimas.

Se utilizan 3 estribos, de manera que se genere un núcleo confinado, y cada barra de refuerzo cuenta con arriostre lateral. Además, se utiliza la siguiente distribución de estribos correspondiente a exigencias de confinamiento:

Elegimos estribos de $\emptyset 3/8$ ". La distribución de los estribos sería la siguiente 1 @ 0.05, 8 @ 0.10, resto @ 0.25 m.



11. DISEÑO DE PLACAS O MUROS

11.1 Consideraciones Generales

El sistema estructural del edificio es de muros estructurales delgados de espesor igual a 15 cm con doble malla de acero y confinamiento en los bordes. La rigidez de la edificación se debe en gran parte a los muros siendo estos elementos aquellos que reciban las mayores sollicitaciones sísmicas.

11.2 Diseño por Flexo compresión y Cortante

El objetivo en el diseño por flexo compresión consiste en proporcionar a la sección del muro un refuerzo distribuido que pueda resistir las fuerzas de flexión y compresión actuando en simultáneo. Esto se puede desarrollar usando los diagramas de interacción.

El refuerzo vertical debe ser distribuido a lo largo del muro, debiéndose concentrar mayor refuerzo en los extremos ya que en estas zonas hay esfuerzos elevados de compresión y tracción.

A continuación se detalla un ejemplo de diseño por flexo compresión de la PLACA 01 de espesor 15 cm (Figura 28).

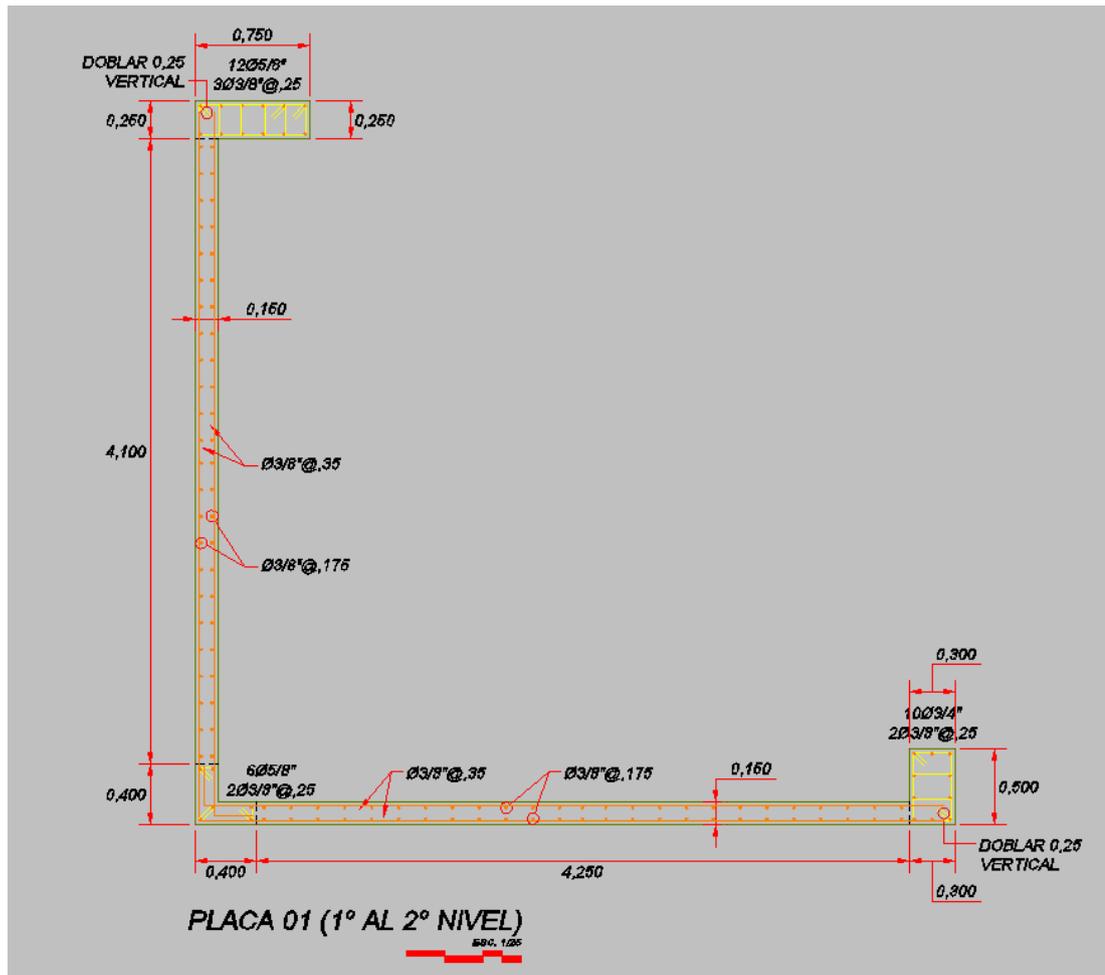


Figura 28. Placa 01 del primer nivel

Para el diseño por flexo compresión se siguieron los siguientes pasos:

1. Hallar el P_u y M_u con las combinaciones de carga.

Las cargas actuantes en el 1er piso se indican en la Tabla 32, en la cual las cargas de sismo ya están amplificadas. Las combinaciones se dan en la Tabla 33.

Tabla 32. *Metrado de Cargas PL01- Primer Piso*

PISO	MURO	CARGA	P (Tonf)	M2(tonf.m)	M3(tonf.m)
1	PL1	VIVA	-24.0	1.4	-2.6
1	PL1	MUERTA	-146.1	7.1	-23.0
1	PL1	SISMO X	130.3	231.2	256.8
1	PL1	SISMO Y	191.3	27.0	280.0

Tabla 33. Combinaciones de Cargas PL01- Primer Piso

	Combinaciones	P	M2	M3	V2	V3
	1.4CM+1.7CV	245	12	-37	-10	0
SISMO EN X-X	1.25(CM+CV)+CS	343	242	225	72	1
	1.25(CM+CV)-CS	82	-221	-289	-90	0
	0.9CM+CS	262	238	236	76	1
	0.9CM-CS	1	-225	-278	-87	0
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	404	38	248	60	1
	1.25(CM+CV)-CS	21	-16	-312	-78	0
	0.9CM+CS	323	33	259	64	0
	0.9CM-CS	-60	-21	-301	-75	0

A continuación se presentan los diagramas de interacción de la sección de la placa PL1:

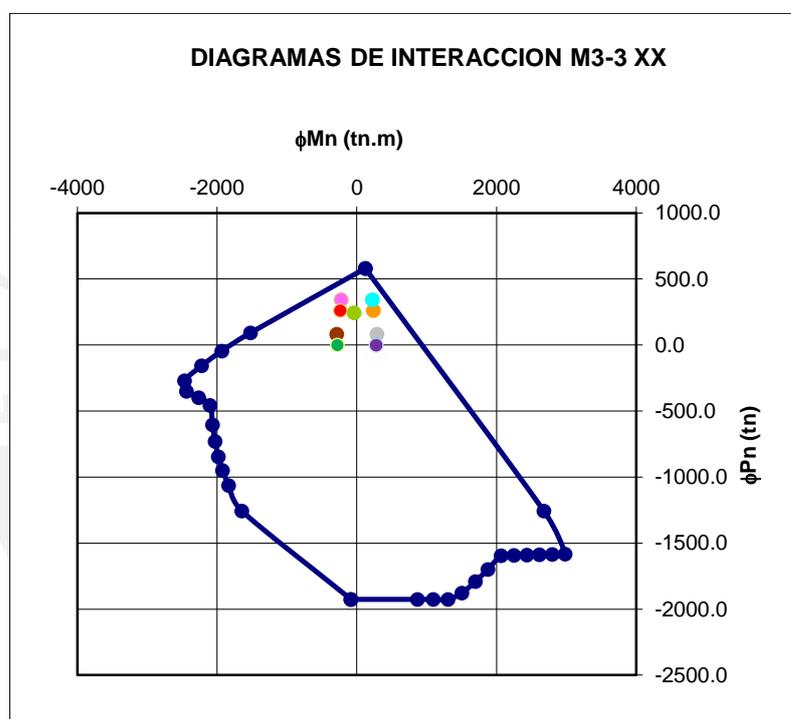


Figura 29. Diagrama de interacción M3 – Sismo X

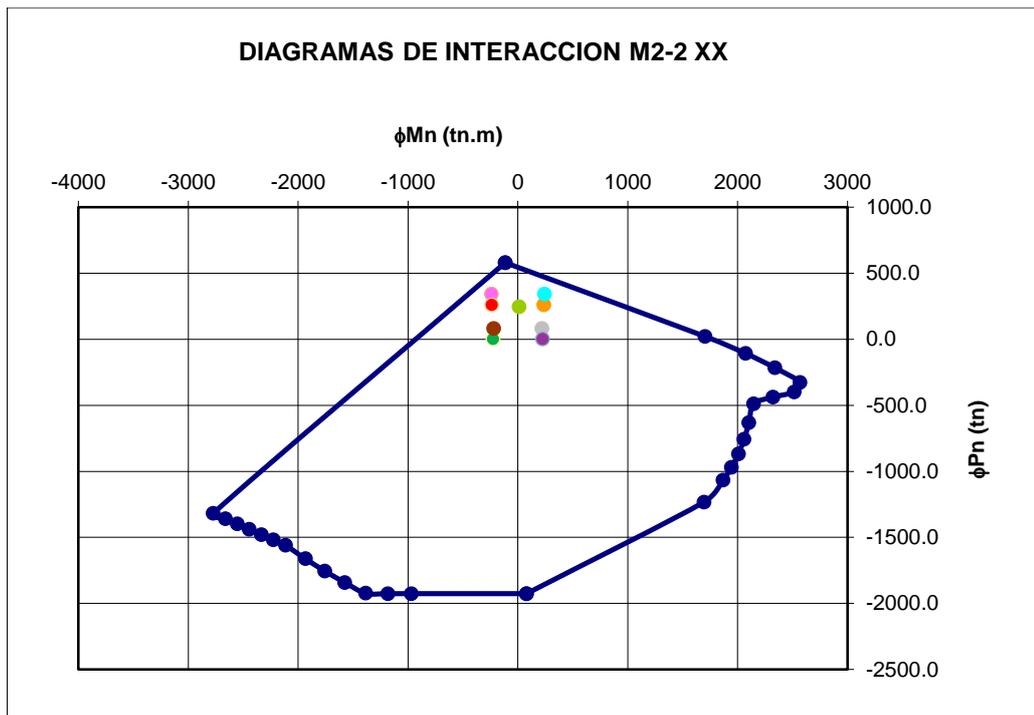


Figura 30. Diagrama de interacción M2 – Sismo X

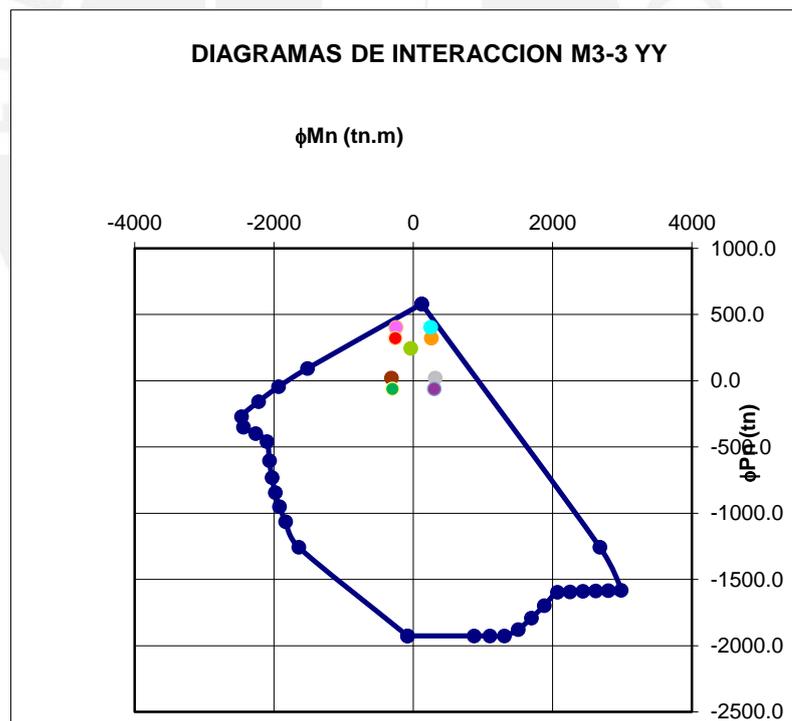


Figura 31. Diagrama de interacción M3 – Sismo Y

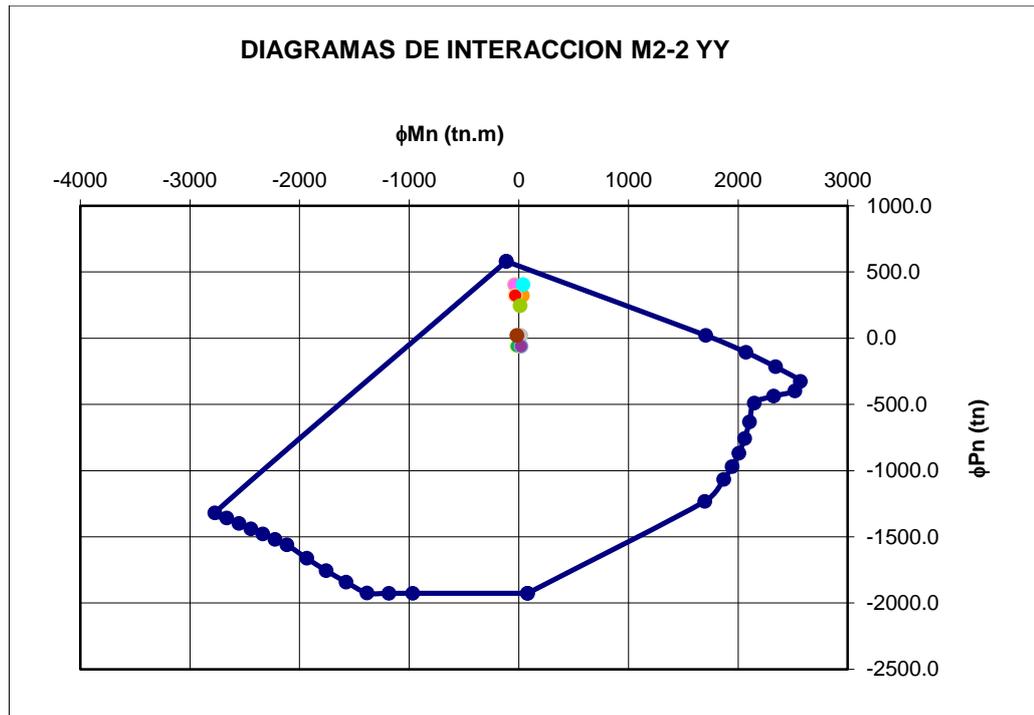


Figura 32. Diagrama de interacción M2 – Sismo Y

Con los anteriores diagramas de interacción se puede verificar que la sección de la placa PL1 con la distribución de acero anteriormente mencionado tiene un diseño que cumple con las solicitaciones de cargas.

2. Se proporciona la siguiente distribución de acero según la Figura 28 de forma preliminar para posteriormente verificar los diagramas de interacción vs las solicitaciones.

Se procederá a la verificación por corte para ello se calcularon los valores de

ϕV_c y V_u :

$$\phi V_c = \phi (A_c \cdot \alpha \cdot f_c'^{0.5})$$

Dónde:

A_c : Área de corte en la dirección analizada

α : Factor que depende del cociente entre la altura total del muro h (m) y la longitud del muro en la planta l m.

$17.1/4.8 = 3.5 \geq 2.5$, entonces el valor de $\alpha = 0.85$

Por lo tanto el valor de $\Phi V_c = 47$ tonf.

Tabla 34. *Fuerza Cortante Última Vu (tonf) PL01*

PISO	MURO	CARGA	V2 (tonf)
1	PL01	SISMO X	43.7
1	PL01	SISMO Y	59.9

Con lo cual se puede apreciar que $V_u \geq \Phi V_c$ y se optará por usar la siguiente cuantía de refuerzo horizontal mínima de 0.0025 que genera $\emptyset 3/8'' @ 35$ cm doble malla con un $V_s = 71.7$ tonf, cubriendo con holgura las solicitaciones anteriormente mencionadas de fuerzas cortantes debido a sismos en ambas direcciones. En la Tabla 35 se puede apreciar las cuantías mínimas de refuerzo vertical y horizontal.

Tabla 35. *Cuantías Mínimas de Refuerzo Horizontal y Vertical*

	p Horizontal	p Vertical
$V_u > \Phi V_c / 2$	0.0025	0.0025
$V_u < \Phi V_c / 2$	0.002	0.0015
$h_m / L_m \leq 2$	p _h = p _v	

11.2 Diseño por Capacidad

En el diseño por fuerza cortante, debe calcularse la fuerza cortante de diseño, la cual depende de la fuerza cortante obtenida del análisis y del factor proveniente del cociente entre el momento nominal y el momento del análisis.

Es decir, la obtención de la fuerza cortante última queda establecida por la siguiente relación:

$$V_u = V_{ua} \times (M_n / M_{ua})$$

Tenemos que Φ se encuentra en la zona de transición ($0.7 \leq \Phi \leq 0.9$) ya que:

$$P_u \leq 0.1 \cdot f_c \cdot A_g, \quad 82 \text{ tonf} \leq 151.2 \text{ tonf.}$$

$$M_u = 289 \text{ tonf.m} \text{ y } P_u = 82 \text{ tonf.}$$

Entonces interpolando encontramos que $\Phi = 0.79$

$$\Phi M_n = 579 \text{ tonf.m} , M_n = 733 \text{ tonf.m (Para } \mu = 289 \text{ tonf.m y } P_u = 82 \text{ tonf)}$$

$$\mu_a = 289 \text{ tonf.m}$$

$$V_{u_a} = 43.7 \text{ tonf (sismo x)}$$

$$V_u \text{ (diseño)} = 110.8 \text{ tonf.}$$

Se debe verificar que $V_u \leq \Phi V_n \text{ máx.}$ En donde $\Phi V_n < \Phi 2.7(f_c^{0.5} \times A_c) = 239.4 \text{ tonf}$

$$\text{Entonces } V_u = 110.8 \text{ tonf} \leq \Phi V_n = 239.4 \text{ tonf.}$$

$$N_u (1.4D + 1.7L) = 245 \text{ tonf} > 0.1.f_c.A_g = 151.2 \text{ tonf (entonces se considera } \Phi V_c)$$

$$\Phi V_c = 47 \text{ tonf, calculado previamente}$$

$$V_s = 110.8/0.85 - 47/0.85 = 75 \text{ tonf} \text{ ----- } \rho_h = 0.0025$$

Esta cuantía de acero es la que se halló previamente en el diseño por cortante:

Acero elegido: **Malla Doble Ø3/8" @ 17.5 cm (vertical)**

Malla Doble Ø3/8" @ 35 cm (horizontal)

11.3 Diseño por Corte Fricción

De acuerdo a la Norma E.060, el refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte fricción (ΦV_n) en la base de todos los muros.

La resistencia a corte fricción, se calcula con la siguiente fórmula:

$$\Phi V_n = \Phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot F_y)$$

Dónde:

N_u : Fuerza normal última (ver Tabla 32)

N_m : Carga muerta = 146 tonf.

$$\mu = 0.6 \text{ y } \Phi = 0.85$$

A_v = área de refuerzo colocado (ver figura 28)

$$\Phi V_n = 0.85 \times 0.6 (0.9 \times 146 + 139.8 \times 4.2) = 366.5 \text{ tonf} > V_u = 43.7 \text{ tonf (OK)}$$

12. DISEÑO DE ESCALERA

12.1 Diseño por Flexión

En el capítulo 4.3 se determinó que $W_u = 1.6 \text{ tonf/m}$, por lo que se procede a determinar los momentos en el tramo 2 de la escalera.

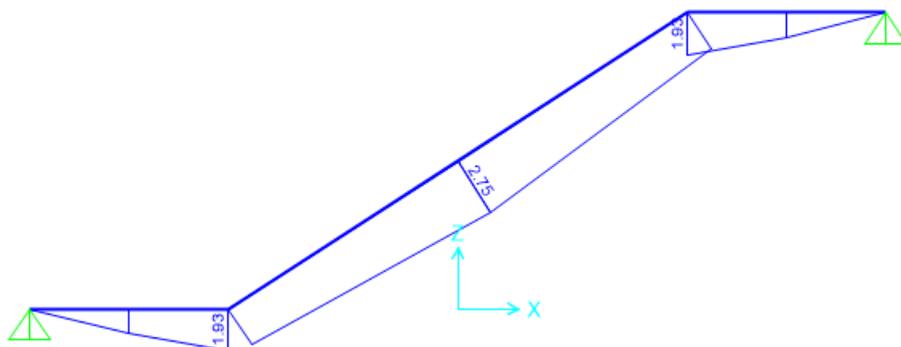


Figura 33. Diagrama de momentos flectores en escalera tramo 2

$M_u + = 2.75 \text{ tonf.m}$

Tabla 36. Diseño de Acero para la Escalera del Tramo 2

DESCRIPCION	$M \text{ (Tonf.m)}$	Acero (cm^2)	Acero colocado
Acero longitudinal	2.75	4.41	$\text{Ø } 3/8 \text{ " @ } 20\text{cm}$
Acero transversal de temperatura	-	As min =3.6	$\text{Ø } 3/8 \text{ " @ } 20\text{cm}$

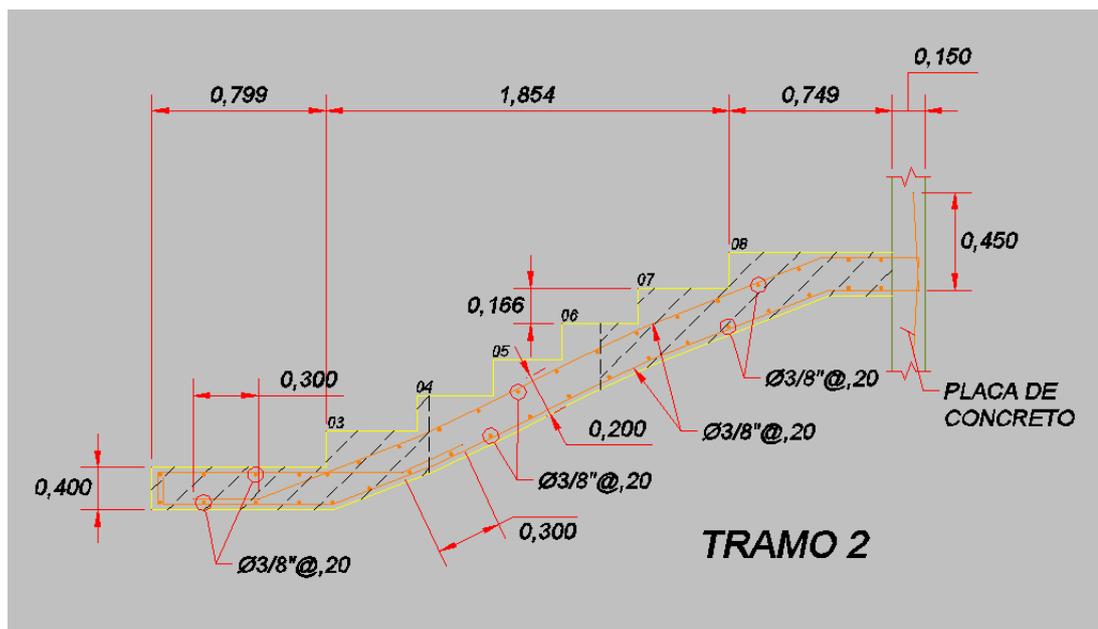


Figura 34. Distribución de acero en escalera tramo 2

12.2 Diseño por Corte

Se verifica que el V_c es suficiente para cubrir el V_u solicitado

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 (f_c^{-0.5} \times 100 \times 20 \times 3) = 11.1 \text{ tonf.}$$

$$V_u = 3 \text{ tonf.}$$

Entonces se cumple que $\phi V_c \geq V_u$ (OK)

13. DISEÑO DE CUARTO DE MAQUINAS

13.1 Diseño de Muros

Los muros del cuarto de máquinas vienen hacer la prolongación de los muros del piso anterior en este caso de la caja del ascensor.

13.2 Diseño de Losa De Piso y Techo de Cuarto de Maquinas

13.2.1 Losa de Piso

Se procederá a realizar un metrado para el cálculo de W_u .

Tabla 37. *Metrado de Losa de Piso del Cuarto de Maquinas*

CARGA MUERTA(CM)	Peso Propio	2.4 x 0.15 x 1.00	0.36
	Piso Terminado	0.1tonf/m ² x 1.00	0.10
			0.46 tonf/m
CARGA VIVA(CV)	Vivienda	0.5tonf/m ² x 1.00m	0.50
			0.50 tonf/m
CARGA ULTIMA	W_u	1.4CM+1.7CV	1.49 tonf/m

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para una cara el } As_{\text{mínimo}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

El mayor momento ocurre en la dirección más corta, para el análisis se considerara como una viga simplemente apoyada.

$$L = 1.85 \text{ m}, M_u = 1.49 \times 1.85^2 / 8 = 0.64 \text{ tonf.m} \text{ -----} As = 1.76 \text{ cm}^2$$

As colocado Ø8mm @ 25 cm (superior e inferior)

13.2.2 Losa de Techo

El espesor es de 12 cm y por las cargas a que estará expuesta bastara con colocar acero minino.

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 12 = 2.16 \text{ cm}^2$$

As colocado = Ø 8mm @ 20cm una malla.

14. DISEÑO DE CISTERNA

14.1 Diseño de Muros

14.1.1 Diseño por Flexión y Corte

La fuerza actuante sobre los muros de la cisterna, son provenientes del suelo en reposo. Por ello se calculó la carga distribuida triangular, producida por el empuje del suelo y se calcularon los momentos para luego calcular el acero requerido.

La Figura 35, muestra la sección de la cisterna y la idealización de sus muros simplemente apoyada en sus extremos debido a las restricciones de las losas:

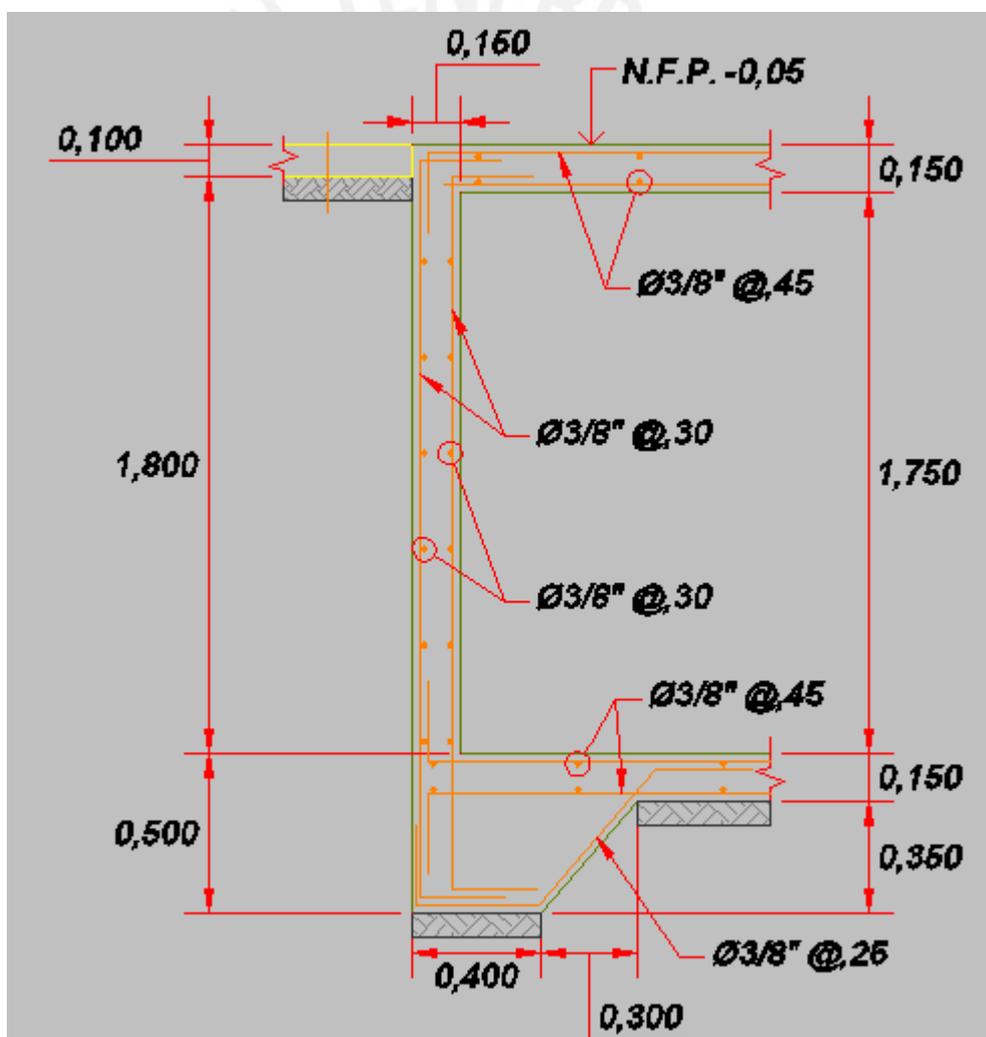


Figura 35. Sección y distribución de acero en muro de cisterna

Se obtiene el empuje del suelo, con la siguiente fórmula:

$$W_u = 1.8 \cdot \gamma \cdot K_o \cdot h$$

Donde:

$$\gamma = \text{Peso volumétrico del suelo} = 1.8 \text{ tonf/m}^3$$

$$K_0 = \text{Coeficiente de empuje en reposo} = 0.40$$

$$H = 1.9 \text{ m}$$

$$\text{Entonces el valor de } W_u = 2.46 \text{ tonf/m}$$

Tabla 38. *Diseño de Acero del Muro de la Cisterna.*

DESCRIPCION	MU (tonf.m)	As (cm ²)	As(cm ²)	As Elegido
As Vertical	0.57	1.54	As min = 0.0028x100x15= 4.2cm ²	Doble malla $\phi 3/8'' @ 30\text{cm}$
As Horizontal			As min = 0.0028x100x15= 4.2cm ²	Doble malla $\phi 3/8'' @ 30\text{cm}$

Como se puede apreciar en la Tabla 38, el armado del acero del muro se realiza por acero mínimo. Se procederá a verificar que el concreto es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 (210)^{0.5} \times 100 (15-5) = 6.53 \text{ tonf.}$$

$$V_u = 1.59 \text{ tonf}, \text{ entonces se puede apreciar } \Phi V_c \geq V_u \text{ (OK).}$$

14.2 Diseño de Techo y Fondo de Losa

14.2.1 Losa de Techo

Considerando una $s/c = 250 \text{ kgf/m}^2$ (por estar ubicada la cisterna en el área de estacionamiento), el acero requerido, está por debajo del acero mínimo. Por ello se diseñó la losa de techo con Acero mínimo = $0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$.

$$\text{Acero colocado} = \text{Doble malla } \Phi 3/8'' @ 45 \text{ cm.}$$

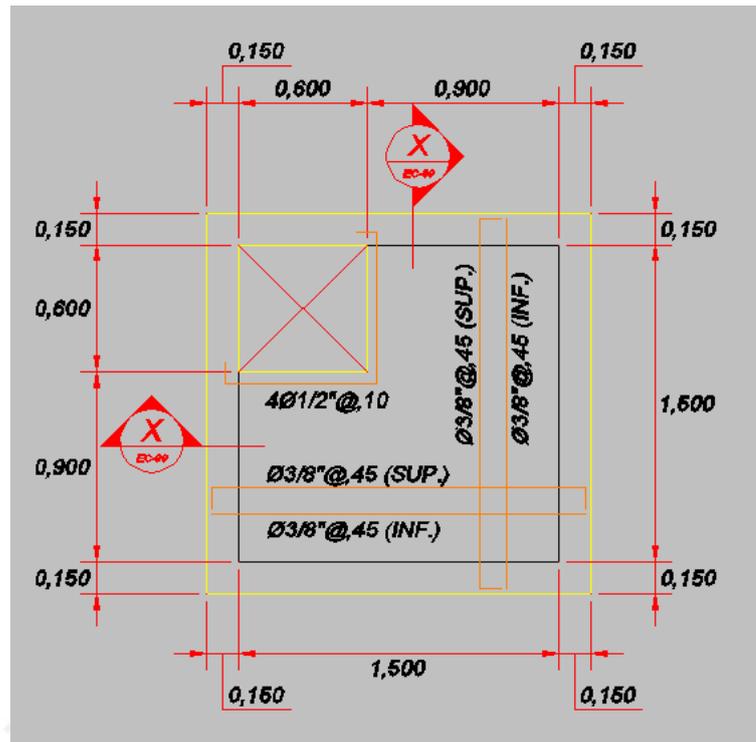


Figura 36. Losa de techo de cisterna

14.2.2 Losa de Fondo

Se diseñó la losa de fondo con $A_s = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$

Acero colocado = Doble malla $\Phi 3/8" @ 45 \text{ cm}$

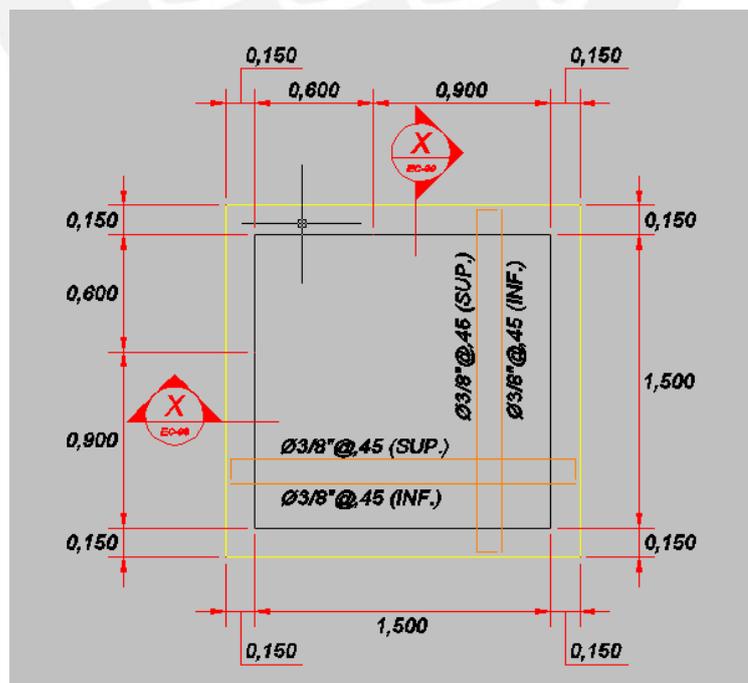


Figura 37. Losa de fondo de cisterna

PARTE 3: CIMENTACIÓN

15. CIMIENTOS CORRIDOS

15.1 Consideraciones Generales

Es el elemento estructural encargado de transmitir al suelo las cargas del edificio. En este caso se va a diseñar la cimentación de tal modo que la presión que ejerza sobre el suelo no sea mayor a los 4 kgf/cm^2 ya que esta es su capacidad portante.

Para el pre dimensionamiento y diseño de un cimiento corrido se tomaran en consideración las siguientes características:

- Cuando se tiene una carga uniformemente distribuida a lo largo del muro, no se obtendría el concepto de cortante en dos direcciones, por lo que bastara calcular cortante en una dirección y su flexión.
- El edificio está estructurado principalmente de muros, los cuales son los principales elementos resistentes contra las fuerzas del sismo. Por lo tanto se deberá tener en cuenta estos momentos en el cálculo del ancho del cimiento corrido.

Las características del suelo son las siguientes:

- Capacidad portante de 4 kgf/cm^2
- Profundidad de cimentación de 1.5 m
- Se observó grava arenosa.

Se detalla las características de la cimentación:

- La cimentación corrida tiene un peralte de 60 cm. Para llegar al nivel mínimo de cimentación de 1.5 m de profundidad, se utilizó una falsa zapata de 60 cm de peralte.
- Se están dejando 30 cm libres para la colocación de las tuberías, tanto sanitarias como eléctricas.

- Las resistencias de los concretos son:
- Cimiento corrido $f_c' = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- Falsa zapata $f_c' = 100 \text{ kgf/cm}^2 + 30\% \text{ PG}$

15.2 Longitudes de Anclaje en Cimientos

La Norma E.060, especifica las longitudes mínimas de anclaje, tanto en compresión como en tracción.

Desarrollo de las barras corrugadas sujetas a compresión. Se verificara que las longitudes de desarrollo l_d , sean mayores a:

- $L_d = 0.08 \text{ db } f_y / (f_c)^{0.5}$
- $L_d = 0.004 \text{ db } f_y$
- $L_d \geq 20 \text{ cm}$

En la Tabla 39, muestra las longitudes mínimas de anclaje que deberán tener las barras verticales de los muros ancladas en los cimientos para cada una de las formulas anteriores.

Tabla 39. *Longitudes Mínimas de Anclaje*

ϕ	L_d (cm)	L_d (cm)	L_d (cm)
ϕ 8 mm	19	13	20
ϕ 1/2"	29	21	20

16. DISEÑO DE ZAPATA DEL MURO PL-01

16.1 Pre Dimensionamiento de Zapata

Se deberá cumplir con la siguiente desigualdad ya que se tendrá en cuenta que el sismo en una dirección causa momentos importantes en ambas direcciones (Flexión Biaxial).

Para cargas de gravedad y sismo:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P+pp}{Area} \pm \frac{Mx.Cx}{Iy} \pm \frac{My.Cy}{Ix} \leq 1.3 \sigma \text{ adm}$$

Se procederá a realizar el pre-dimensionamiento de la zapata para los siguientes análisis:

- Análisis por cargas de gravedad y sismo en X
- Análisis por cargas de gravedad y sismo en Y

Las cargas actuantes sin amplificar en el muro PL-01 se ven en Tabla 40:

Tabla 40. *Cargas Actuantes Sin Amplificar en PL-01 Primer Piso*

	P(tonf)	M2(tonf.m)	M3(tonf.m)
C.MUERTA	238.2	0	0
C.VIVA	42	0	0
SISMO X	130.2/1.25	231.2/1.25	256.8/1.25
SISMO Y	190.8/1.25	27/1.25	280/1.25

La Figura 38, muestra la planta de la zapata en la cual se tiene 60 cm de volados uniformemente menos en el límite de propiedad.

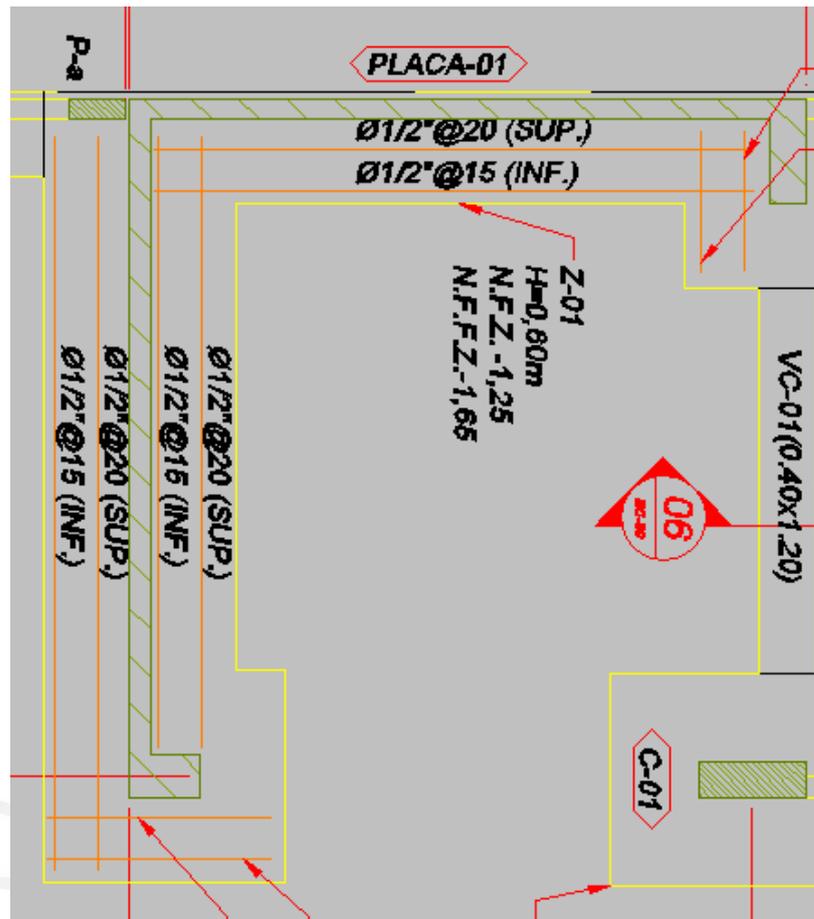


Figura 38. Planta de la zapata a dimensionar

Análisis por cargas de gravedad y SISMO EN X

En base a las dimensiones preliminares de la zapata del muro PL-01 se procederá a realizar las siguientes verificaciones:

Peso propio de la zapata:

$$P_p = 2.4(1.7 \times 1.5 + 1.35 \times 3.3 + 0.75 \times 4.5 + 1.45 \times 1.35) \times 0.6 = 17.8 \text{ tonf.}$$

Peso de la tierra:

$$P_{\text{tierra}} = 20 \text{ tonf.}$$

$$I_y = 1.5 \times 1.7^3 / 12 + 1.5 \times 1.7 (1.85 - 1.7/2)^2 + 3.3 \times 1.35^3 / 12 + 3.3 \times 1.35 (1.85 - 1.35/2)^2 + 0.75 \times 4.5^3 / 12 + 0.75 \times 4.5 (1.85 - 4.5/2)^2 + 1.35 \times 1.45^3 / 12 + 1.35 \times 1.45 (1.85 - (1.45/2 + 4.5))^2 = 38.87 \text{ m}^4$$

$$I_x = 38.07 \text{ m}^4$$

A continuación procedemos a calcular los esfuerzos en las esquinas de la zapata:

Esfuerzos en la esquina superior derecha de la zapata

$$\sigma 1 = (238.2 + 42 + 130.2/1.25 + 17.8 + 20)/12.34 + 231.2/1.25 \times (5.95 - 1.85)/38.87 + 25/1.25 \times (5.55 - 3.39)/38.87$$

$$\sigma 1 = 31.04 + 19.5 + 1.11$$

$$\sigma 1 = 51.65 \text{ tonf/m}^2 \leq 52 \text{ tonf/m}^2 \text{ (OK)}$$

$$\sigma 2 = 31.04 - 19.5 - 1.11$$

$$\sigma 2 = 10.43 \text{ tonf/m}^2 \leq 52 \text{ tonf/m}^2 \text{ (OK)}$$

Esfuerzos en la esquina inferior izquierda de la zapata

$$\sigma 3 = (238.2 + 42 + 130.2/1.25 + 17.8 + 20)/12.34 + 231.2/1.25 \times (1.85)/38.87 + 25/1.25 \times (3.39)/38.87$$

$$\sigma 3 = 31.04 + 8.80 + 1.74$$

$$\sigma 3 = 41.58 \text{ tonf/m}^2 \leq 52 \text{ tonf/m}^2 \text{ (OK)}$$

$$\sigma 4 = 31.04 - 8.80 - 1.74$$

$$\sigma 4 = 20.5 \text{ tonf/m}^2 \leq 52 \text{ tonf/m}^2 \text{ (OK)}$$

Como vemos los máximos esfuerzos se dan en la esquina superior derecha de la zapata.

Análisis por cargas de gravedad y SISMO en Y

Esfuerzos en la esquina superior derecha de la zapata

$$\sigma 1 = (238.2 + 42 + 190.8/1.25 + 17.8 + 20)/12.34 + 27/1.25 \times (5.95 - 1.85)/38.87 + 150/1.25 \times (5.55 - 3.39)/38.07$$

$$\sigma 1 = 38.14 + 2.28 + 6.81$$

$$\sigma 1 = 47.23 \text{ tonf/m}^2 \leq 52 \text{ tonf/m}^2 \text{ (OK)}$$

$$\sigma 2 = 38.14 - 2.28 - 6.81$$

$$\sigma 2 = 29.05 \text{ tonf/m}^2 \leq 52 \text{ tonf/m}^2 \text{ (OK)}$$

Esfuerzos en la esquina inferior izquierda de la zapata

$$\sigma 3 = (238.2 + 42 + 190.8/1.25 + 17.8 + 20)/12.34 + 27/1.25(1.85)/38.87 + 150/1.25(3.39)/38.07$$

$$\sigma 3 = 38.14 + 1.03 + 10.68$$

$$\sigma 3 = 49.85 \text{ tonf/m}^2 \leq 52 \text{ tonf/m}^2 \text{ (OK)}$$

$$\sigma 4 = 38.14 - 1.03 - 10.68$$

$$\sigma 4 = 26.43 \text{ tonf/m}^2 \leq 52 \text{ tonf/m}^2 \text{ (OK)}$$

16.2 Análisis por Corte en una Dirección

La sección crítica de cortante se mide a “d” de la cara, por lo tanto solamente existe una cortante importante en la parte superior e inferior ya que los volados miden 60 cm.

A continuación se muestra el cálculo, en el volado más grande de la zapata los cuales son iguales y se dan en la zona superior e inferior, donde se cumple:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times f_c^{0.5} \times B \cdot d$$

$$V_u = \sigma \cdot B \cdot Y$$

El σ último se calculó amplificando la mayor presión actuante (sismo x):

$$\sigma = 51.65 \times 1.25 = 64.5 \text{ tonf/m}^2$$

Remplazando los valores, se tiene que:

En un metro línea de ancho, $B = 100 \text{ cm}$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 (210)^{0.5} \times 100 \times 50 = 33 \text{ tonf.}$$

$$V_u = 64.5 \times 0.1 \times 1 = 6.45 \text{ tonf} \leq 33 \text{ tonf (OK)}$$

16.3 Diseño por Flexión

Se diseñó la zapata con $\sigma = 64.5 \text{ tonf/m}^2$.

Para el cálculo de los momentos flectores, se modeló la zapata en franjas de 1ml de ancho, para las dos direcciones (Figura 39).

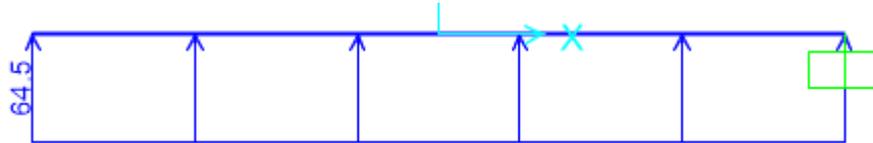


Figura 39. Franja de 1 ml de zapata debido a un $\sigma = 64.5 \text{ tonf/m}$

$$M_u = 64.5 \times 0.75 \times 0.6 / 2 = 14.51 \text{ tonf.m}$$

$$A_s \text{ min} = \phi 1/2" @ 20 \text{ cm}$$

$$A_s = 7.82 \text{ cm}^2 = \phi 1/2" @ 15 \text{ cm}$$

Entonces solo será necesario colocar acero mínimo en la parte superior y el acero inferior calculado.

Acero Colocado: $\phi 1/2" @ 15 \text{ cm}$ (inf.)

$\phi 1/2" @ 20 \text{ cm}$ (sup.)

En la Figura 40, se muestra el diseño de la zapata del muro PL-01

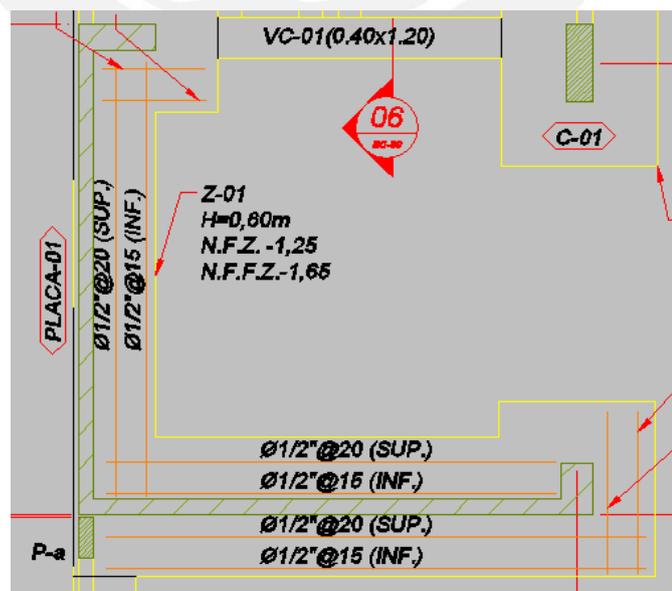


Figura 40. Diseño de la zapata del muro PL-01

17. DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN

17.1 Diseño por Flexión

Se presenta a continuación el diseño de la viga de cimentación que conecta la zapata del muro PL-01 con la zapata de la columna C-01 ya que por límites de propiedad requiere la zapata del muro una viga que pueda ayudar a tomar los momentos que excedan.

En vista que la cimentación tiene un peralte de 60 cm, se procede a elegir una viga de 1.2 m de peralte y un ancho de 40 cm.

Para el caso del momento flector crítico en la viga de cimentación, esta puede idealizarse como un elemento en voladizo, que recibe en el extremo un momento flector proveniente de la PL-01.

Se analiza cuando se tiene un sismo en la dirección X ya que es la más crítica.

$$M_u = 256.8 - 25 = 231.8 \text{ tonf.m}$$

$$d = 120 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$A_s = 68.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0035 \times 40 \times 120 = 16.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocado: } 8\phi 1" \text{ (sup)}$$

$$6\phi 3/4" \text{ (inf)}$$

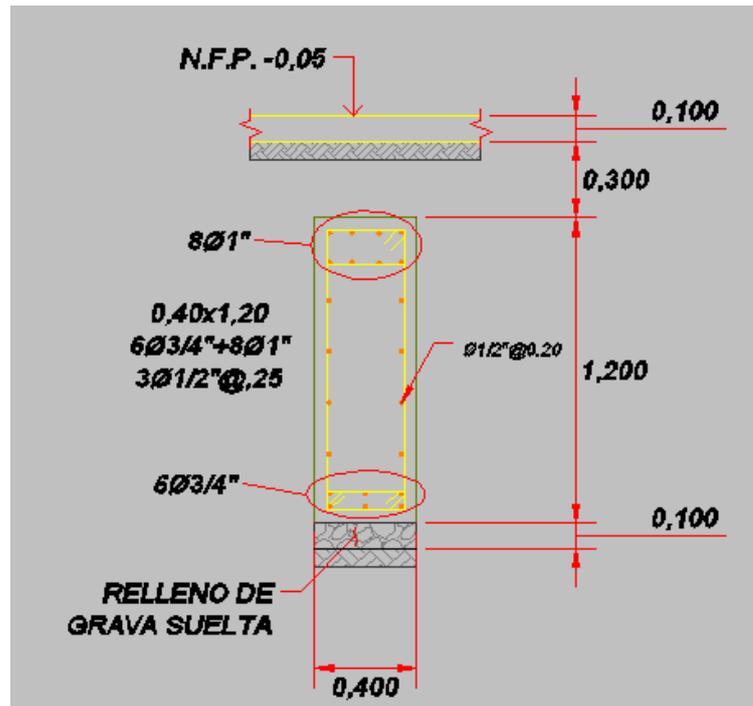


Figura 41. Sección de la viga de cimentación 40 x120 cm

Para el caso de fuerza cortante crítica, se idealiza la viga de cimentación de manera similar.

$$V_u = (238.2 + 42 - 130.2/1.25)1.25 = 220 \text{ tonf.}$$

$$A_v = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times 210^{0.5} \times 40 \times 120 / 1000 = 31.34 \text{ tonf.}$$

$$\phi V_s = 175 \text{ tonf con } 3 \square \phi 1/2": 1 @ 5 \text{ cm , R @ 20 cm}$$

Se colocan: 3 \square $\phi 1/2"$: 1 @ 5 , R @ 20 cm

18. DISEÑO DE ZAPATA DE LA COLUMNA C-01

18.1 Predimensionamiento de la Zapata

Se presenta el diseño de la cimentación de la columna C-01 de 75 x 25 cm. Este es regido por cargas de gravedad, y debido a la ausencia de límites de propiedad y edificaciones vecinas se utiliza una solución de zapata asilada concéntrica.

Se presenta una P servicio de 88tonf.

Dimensionamiento por capacidad del terreno: Se estima el área requerida por la zapata considerando una presión admisible en el terreno de 40 tonf/m².

$$A = 1.1 \times 88 / (0.85 \times 40) = 2.85 \text{ m}^2$$

Supone una zapata de dimensiones 2 x 1.5 m manteniendo volados iguales en todas direcciones. Esto permite obtener refuerzo similar en ambos sentidos y logra un diseño más homogéneo y optimizado.

Se verifica si el área determinada es adecuada considerando los momentos y asumiendo un peso propio equivalente a una zapata de 60 cm de peralte. Además del peso de la zapata, se considera el peso del terreno sobre la misma, pavimento, acabados y sobrecarga.

$$\sigma = (88 + 11) / 2 (1.5 - 2 \times 0.05) = 35.36 \text{ tonf/m}^2 \leq 40 \text{ tonf/m}^2 \text{ (OK)}$$

$$\sigma = (88 + 11) / 2(2 - 1.5 \times 0.05) = 34.29 \text{ tonf/m}^2 \leq 40 \text{ tonf/m}^2 \text{ (OK)}$$

Entonces se mantienen las dimensiones escogidas.

18.2 Diseño por Flexión

Se considera una carga uniforme última de 60 tonf/m², producto de amplificar por 1.5 la capacidad del terreno.

$$M_u = 60 \times 0.625^2 / 2 = 11.72 \text{ tonf.m}$$

$$A_s = 6.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

Se coloca acero mínimo $A_s \min \geq A_s$

As colocado: $\phi 3/4'' @ 25 \text{ cm}$ inferior (Ambas direcciones).

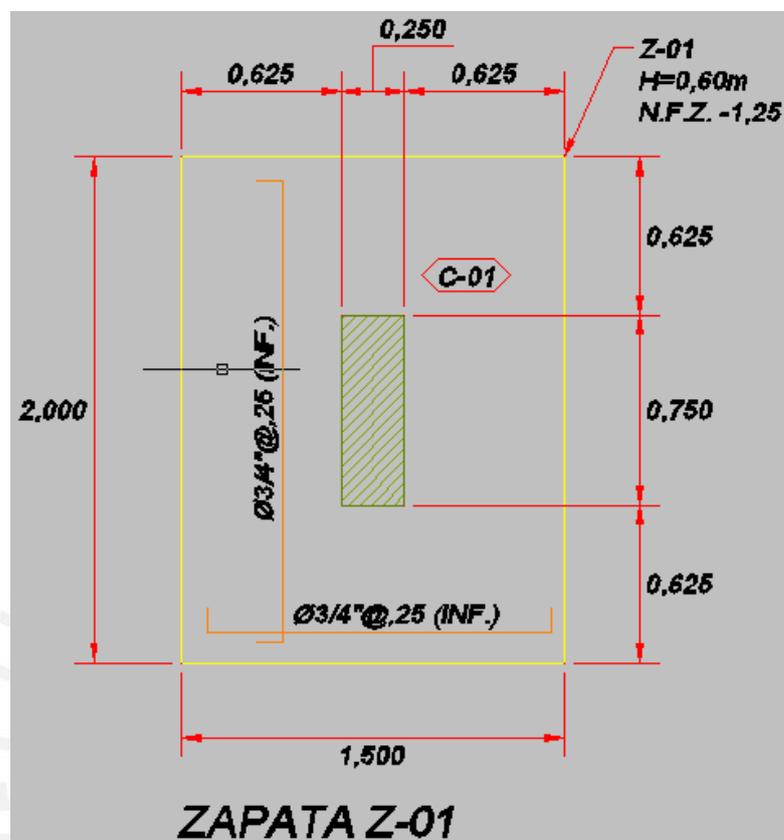


Figura 42. Diseño de la zapata Z-01 de la columna C-01

18.3 Diseño por Corte

El diseño por corte considera la misma carga última utilizada en el diseño por flexión. Se verifica si el peralte de 60 cm elegido es capaz de tomar las fuerzas cortantes reducidas a una distancia “d” de la cara de la columna.

$$V_u @ d = 60 \times 0.125 = 7.5 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times 210^{0.5} \times 100 \times 50 = 32.64 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c \geq V_u \text{ (OK)}$$

Se verifica que el peralte elegido es adecuado por corte.

18.4 Diseño por Punzonamiento

Se considera una reacción del suelo de 50 tonf/m^2 , pues sobreestimar la misma implica un diseño menos conservador. Esta se determina a partir de los esfuerzos obtenidos por cálculo y no a partir de la capacidad resistente del suelo. El peso propio de la Zapata y el peso de los elementos sobre la misma, correspondientes al área encerrada por la sección crítica de falla son despreciados.

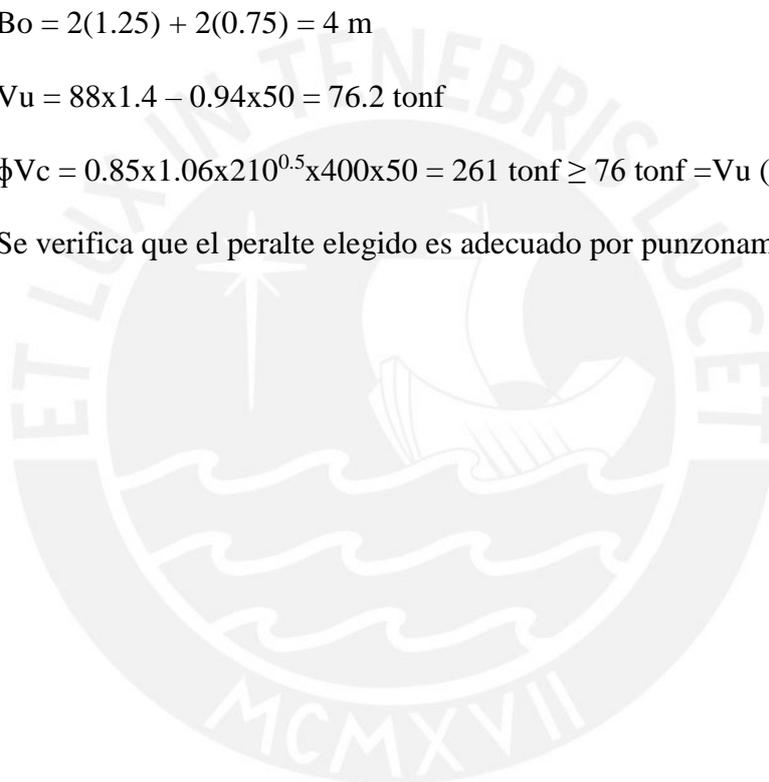
$$A_o = 1.25 \times 0.75 = 0.94 \text{ m}^2$$

$$B_o = 2(1.25) + 2(0.75) = 4 \text{ m}$$

$$V_u = 88 \times 1.4 - 0.94 \times 50 = 76.2 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times 210^{0.5} \times 400 \times 50 = 261 \text{ tonf} \geq 76 \text{ tonf} = V_u \text{ (OK)}$$

Se verifica que el peralte elegido es adecuado por punzonamiento.



19. CONCLUSIONES

Configuración estructural

- Se necesitó configurar la estructura en base a dos placas en forma de L situadas en los extremos del edificio con la finalidad de disminuir los problemas de irregularidad torsional extrema dadas las condiciones de geometría rectangular de la planta frente a solicitaciones sísmicas contempladas por la Norma E.030
- El sistema estructural optado para esta edificación fue la de muros estructurales, como elementos responsables para soportar las solicitaciones sísmicas. Ya que se trata de un edificio de 7 pisos de altura, se consideró un espesor de muros de 15 cm.
- La zona de transición de la edificación que vendría a ser el pasillo saliendo de la caja del ascensor se determinó que la losa sea maciza para poder considerar a toda la losa como un diafragma rígido, evitando separar con una junta de construcción el bloque izquierdo y derecho.
- Se realizó una verificación si realmente se podía considerar como un diafragma rígido ya que la planta es alargada con relación de 1:5 con lo que se comparó los desplazamientos del diafragma vs desplazamiento relativo máximo en el 5to piso con lo que se obtuvo como resultado $\delta \text{ diafragma} / 2\delta \text{ relativo max} = 0.67$ siendo este valor menor a 1, según el manual norteamericano de diseño sísmico para edificios que da como referencia la formula previa para la verificación de un diafragma rígido el cual también se analiza en la tesis de Edwin Monzón Cuya.

- La estructura presenta una configuración prácticamente simétrica respecto al eje Y ya que la arquitectura lo permite y con esto lograr una estructura con menor grado de incertidumbre frente al comportamiento de un evento sísmico. Además de ser una estructura regular tanto en planta como en altura.

Análisis sísmico

- El cociente sísmico para ambas direcciones es igual a $ZUCS/R = 18.75\%$ con una deriva del orden del 0.0025 en ambas direcciones logrando con éxito cumplir con la rigidez suficiente para las solicitaciones sísmicas y normas vigentes.

Diseño por capacidad

- El diseño por capacidad de los muros de concreto se halló que la fuerza cortante de diseño V_u crecía conforme aumentaba la altura, lo cual no permite reducir el refuerzo horizontal, por lo que se concluyó que el diseño por capacidad se debe de realizar solamente para el piso inferior donde se encuentra las máximas solicitaciones.

Diseño por flexión

- En el caso de las vigas de cimentación que une la zapata de la caja del ascensor con las zapatas de las columnas se optaron por colocarlas de una forma conservadora ya que la estructura de la cimentación por si soportaba las solicitaciones sísmicas pero se asumió un acero de vigas mínimo mayor al establecido por la Norma E.060 teniendo una cuantía del 0.0035 equivalente a $6\phi 3/4"$.

Diseño de concreto armado

- La cuantía de acero en muros, vigas y columnas son de 0.5 %, 0.85 % y 2 % respectivamente los cuales dan a entender un diseño óptimo. Además el porcentaje de área de placas o muros con respecto al área de planta es de 3.97 % siendo este un valor pequeño optimizando el uso adecuado del área de acuerdo a la arquitectura para obtener la rigidez necesaria.
- Realizar este trabajo de tesis ha sido para mí poder concretar y afianzar los conocimientos adquiridos en la universidad para analizar y diseñar una edificación de concreto armado la cual servirá de guía para los interesados en este tema en específico y puedan ampliar sus conocimientos gracias a las referencias o bibliografía presentada para su mejor entendimiento y puedan desarrollar un trabajo típico de la carrera Ing. Civil en el PERU.

Referencias

Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*.

Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

Computers and Structures (2015). *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems(ETABS) version.15.1.0*.

Departments of the Army, the Navy and the Air Force (1982). *Technical Manual Seismic Design for Buildings*. US

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*. Lima, Perú: El Peruano.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: El Peruano.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: El Peruano.

Monzón. E (2004). *Edificio de sótano y 12 pisos de oficina*. Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Otazzi, G. (2006). *Apuntes del curso: Concreto armado I*. Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

San Bartolomé, A. (1999). *Análisis de Edificios*. Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.