

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**PROYECTO Y ESTRUCTURAS DE UN EDIFICIO EN SURCO CON UN
SEMISÓTANO Y CINCO PISOS**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Carlos Alberto Suárez Herrera

ASESOR: Ing. Antonio Blanco Blasco

Lima, Noviembre del 2013

RESUMEN

El presente trabajo comprende el desarrollo del diseño estructural y análisis sísmico de un edificio de departamentos de 5 pisos más semisótano, ubicado en el distrito de Surco, provincia y departamento de Lima. Además el edificio posee una cisterna para agua ubicado debajo del nivel del semisótano.

El edificio se extiende sobre un área de 600 m². en un suelo gravoso con características comunes al suelo típico de Lima y con una capacidad admisible de 4 kg/cm² a una profundidad de cimentación de -2.65 m.

El sistema estructural está conformado por muros de corte en el sentido perpendicular a la calle y pórticos de concreto armado en el sentido paralelo a la calle. Para la estructuración del edificio se utilizó en los entrepisos y techo sistemas de losas aligeradas y macizas que transmiten las cargas a las vigas, columnas y placas, los cuales a su vez transmiten las cargas a la cimentación y éstas al suelo.

Todos los análisis y cálculos de diseño se hicieron de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y a las distintas normas que lo componen. Como consecuencia del análisis sísmico se han obtenido los desplazamientos y derivas máximas del edificio encontrándose dichos valores dentro de los márgenes admisibles.

El análisis sísmico se hizo mediante el uso del programa ETABS, con el cual se modeló el edificio y se aplicaron las fuerzas de sismo, obteniéndose así los valores de momentos y fuerzas cortantes correspondientes.

Para el diseño en concreto armado se hizo uso también del programa SAP2000, mediante el cual se modelaron las losas macizas y se obtuvieron las fuerzas resultantes correspondientes, obteniéndose así resultados más reales para los elementos asimétricos.

Finalmente, para la cimentación se hizo uso de zapatas aisladas y combinadas debido a la magnitud de las cargas de diseño y a las características del suelo.

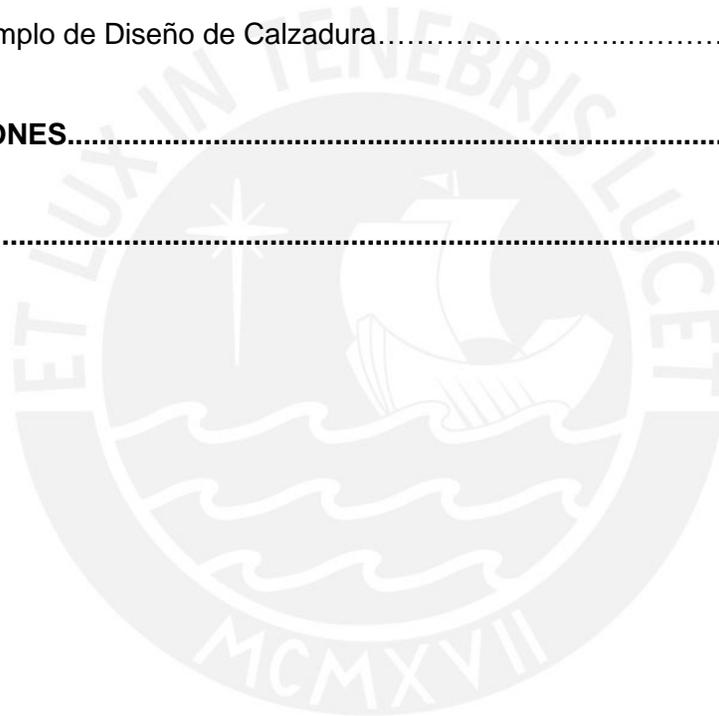
ÍNDICE GENERAL

	Página
1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	7
2.- ESTRUCTURACIÓN.....	8
2.1. Criterios de estructuración.....	8
3.- DIMENSIONAMIENTO.....	10
3.1. Losas Aligeradas.....	10
3.2. Losas Macizas.....	11
3.3. Vigas Peraltadas.....	11
3.4. Vigas Chatas.....	12
3.5. Columnas y Placas.....	12
4.- METRADO DE CARGAS.....	12
4.1. Losa aligerada.....	13
4.2. Losa maciza.....	13
4.3. Piso Terminado.....	13
4.4. Tabiquería.....	13
4.5. Vigas.....	13
4.6. Columnas y placas.....	13
4.7. Sobrecarga.....	14
5.- ANÁLISIS SÍSMICO.....	14
5.1. Modelo de la estructura.....	14
5.2. Definición de los parámetros.....	15
5.3. Configuración estructural.....	16
5.4. Análisis Estático.....	17
5.5. Análisis Dinámico.....	18
5.6. Verificación de desplazamientos.....	19
5.7. Junta Sísmica.....	21

6. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	22
6.1. Análisis estructural.....	22
6.2. Diseño por flexión.....	23
6.3. Diseño por corte.....	24
6.4. Determinación de ensanches.....	24
6.5. Refuerzo por temperatura.....	25
6.6. Corte de bastones.....	25
6.7. Ejemplo de Diseño de losa aligerada.....	26
7. DISEÑO DE VIGAS CHATAS.....	28
7.1. Análisis estructural.....	28
7.2. Diseño por corte.....	29
7.3. Diseño por flexión.....	29
7.4. Ejemplo de Diseño de vigas chatas.....	30
8. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS.....	32
8.1. Análisis estructural.....	33
8.2. Diseño por flexión.....	33
8.3. Diseño por corte.....	34
8.4. Refuerzo por temperatura.....	34
8.5. Ejemplo de Diseño de losa maciza.....	34
9. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS.....	38
9.1. Análisis estructural.....	39
9.2. Diseño por flexión.....	39
9.3. Diseño por corte.....	40
9.4. Espaciamiento de estribos.....	42
9.5. Empalmes por traslape.....	42
9.6. Corte de barras.....	43
9.7. Ejemplo de Diseño de Vigas peraltada.....	44
10. DISEÑO DE COLUMNAS.....	48
10.1. Análisis estructural.....	48
10.2. Diseño por flexo compresión.....	49

10.3. Diseño por cortante.....	49
10.4. Espaciamiento de estribos.....	50
10.5. Ejemplo de Diseño de Columna.....	50
11. DISEÑO DE PLACAS.....	55
11.1. Análisis estructural.....	55
11.2. Diseño por flexo compresión.....	55
11.3. Diseño por cortante.....	56
11.4. Ejemplo de Diseño de Placa.....	57
12. DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	61
12.1. Análisis estructural.....	61
12.2. Diseño de zapatas aisladas.....	62
12.2.1. Diseño por Corte.....	63
12.2.2. Diseño por Punzonamiento.....	64
12.2.3. Diseño por Flexión.....	65
12.3. Ejemplo de Diseño de Zapata.....	66
13. DISEÑO DE MUROS DE SEMISÓTANO.....	71
13.1. Análisis estructural.....	71
13.2. Diseño por flexión.....	72
13.3. Diseño por cortante.....	73
13.4. Ejemplo de Diseño de Muro.....	73
14. DISEÑO DE CISTERNA.....	77
14.1. Análisis estructural.....	77
14.2. Diseño por flexión.....	77
14.3. Diseño por cortante.....	78
14.4. Ejemplo de Diseño de Cisterna.....	78
14.4.1 Diseño de Muro de Cisterna.....	78
14.4.2 Diseño de Tapa de Cisterna.....	81

15. DISEÑO DE ESCALERAS.....	85
15.1. Análisis estructural.....	85
15.2. Diseño por flexión.....	85
15.3. Diseño por cortante.....	86
15.4. Ejemplo de Diseño de Escalera.....	86
16. DISEÑO DE CALZADURAS.....	89
16.1. Análisis estructural.....	89
16.2. Diseño por deslizamiento.....	90
16.3. Diseño por volteo.....	90
16.4. Ejemplo de Diseño de Calzadura.....	90
17. CONCLUSIONES.....	93
BIBLIOGRAFÍA.....	95



1.-DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto que se describe es un edificio de vivienda multifamiliar de 5 pisos más semisótano ubicado en la calle Montecarlo en el distrito de Surco, provincia y departamento de Lima. El terreno donde se encuentra el edificio tiene un área total de 600 m².

Los límites de propiedad del terreno están designados por los ejes 1' y 8 desde la parte frontal hasta la parte posterior de terreno, y por los ejes A' y E' correspondientes al ancho de la fachada. Las dimensiones del terreno son 15m. de ancho en el sentido paralelo a la calle y 40m. de longitud en el sentido perpendicular a la calle. El terreno limita con viviendas unifamiliares de dos pisos en los linderos laterales y en el lindero posterior. El área total construida del edificio es 2,507 m².

El semisótano se encuentra a un nivel -1.40m. respecto del nivel del terreno natural. En el semisótano se ubican los estacionamientos, la rampa de ingreso, depósitos, portería y el lobby del edificio. La cisterna y el cuarto de bomba se encuentran por debajo del nivel del semisótano. Desde el primer hasta el quinto piso se encuentran los departamentos. Cada piso cuenta con dos departamentos de 196 m².

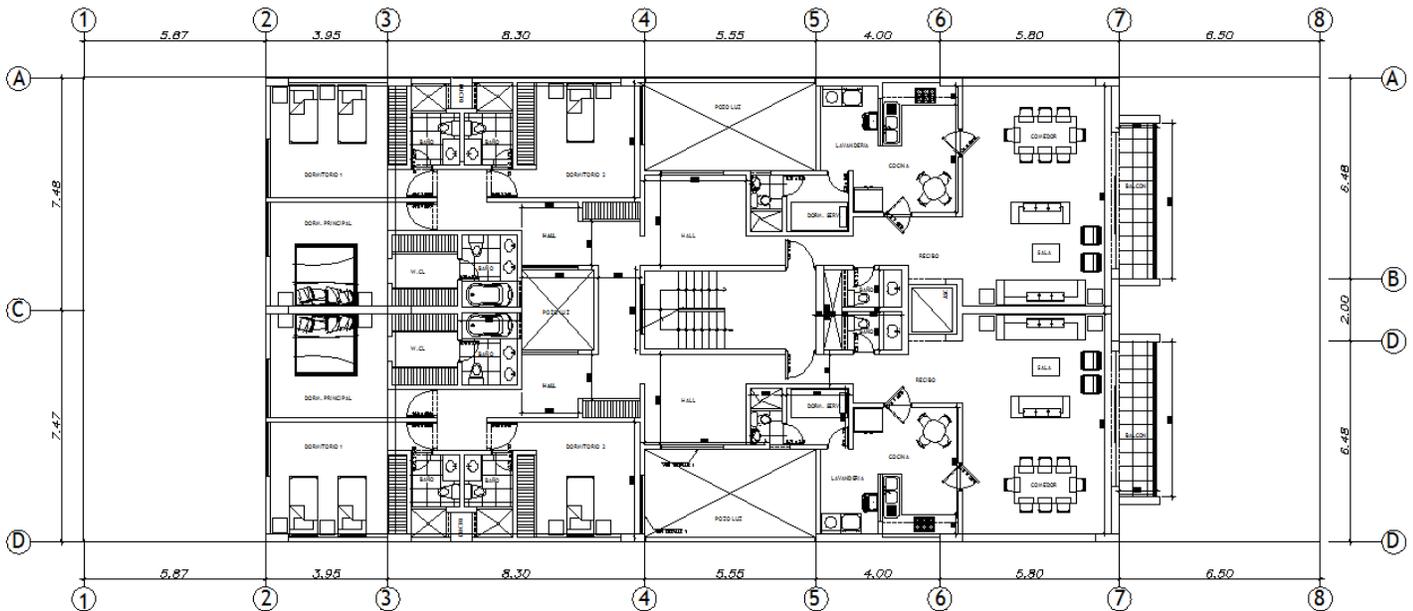


Figura 1. Planta de arquitectura típica.

2.- ESTRUCTURACIÓN

La estructuración consiste en la ubicación de los elementos estructurales (columnas, placas, vigas, losas, etc.) en el plano de arquitectura del edificio. La ubicación de los elementos estructurales consiste en tener una estructura que cumpla con las sollicitaciones por cargas de gravedad y sísmicas de acuerdo a la Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente.

2.1. Criterios de estructuración:

- Para la estructuración del edificio se tomó en consideración la simetría en planta y en elevación que tendrá la estructura para un mejor control de los desplazamientos máximos del edificio.
- En los linderos laterales se dispuso muros de concreto armado a todo lo largo, con lo cual se tiene una rigidez lateral muy grande en la dirección perpendicular a la calle.
- Se colocó muros de concreto a los costados de la escalera central para ayudar a la rigidez lateral en el mismo sentido a los muros en los linderos del edificio.
- Para la dirección paralela a la calle se colocó placas en la caja del ascensor, una placa cerca al eje 5 tratando de que se forme un pórtico, y otra placa cerca al eje 4 para obtener rigidez lateral en esa dirección.
- Al ser un edificio de un semisótano y 5 pisos, los muros de los linderos (ejes A y D) no necesitan ser de 25cm. Sin embargo en la zona 3 – 4 los muros reciben una losa aligerada de 6m y además se necesitan columnas (dentro del muro) en los ejes 2, 3, 4, 5 y 6, por lo cual necesitamos ensanchar el muro y, en lugar de hacer algunas zonas con muros de 25cm y otro con muros de 15cm, se decidió usar un muro constante de 25cm.
- En las plantas del piso típico se colocó losas macizas al costado de la caja de escalera para ayudar a la rigidez del edificio
- Se colocó una viga chata en la dirección de la placa cercana al eje 4 para colocar una franja de losa maciza para ayudar a la rigidez lateral en ese sentido.
- Cerca al eje 5 se colocó una viga de sección L para ayudar a la rigidez lateral en esa dirección formando un pórtico con la placa y los muros laterales.
- En los ejes 2, 3, 6 y 7 se dispuso de vigas peraltadas para formar pórticos en esa dirección.

- Entre los ejes 3 y 4 se colocaron vigas peraltadas apoyadas sobre vigas debido a la existencia de un tragaluz al centro del edificio.
- Se colocó una columna para cada uno de los ejes 2 y 3 para formar pórticos con las vigas peraltadas previamente asignadas, así como una viga peraltada que une las dos columnas.
- Para el resto del encofrado se dispuso de losas aligeradas en un sentido tratando de ponerlas en la dirección más corta de cada paño.
- Se colocaron vigas chatas para soportar el peso de los tabiques existentes según el plano de arquitectura.
- Se procuró que la estructuración sea simple sin alterar la rigidez del edificio hasta donde lo permita la arquitectura.

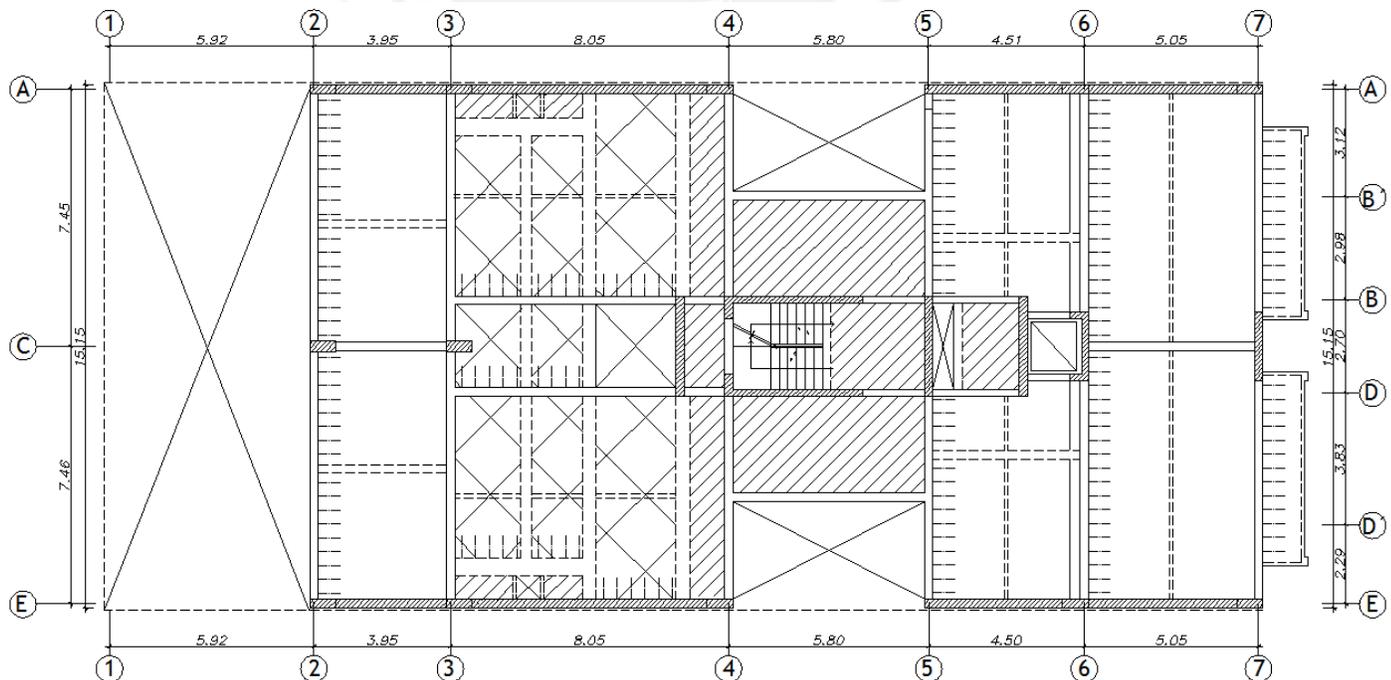


Figura 2. Estructuración de planta típica.

3.- DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento consiste en definir las medidas de los elementos estructurales de acuerdo a su funcionalidad e importancia para la estructura.

Para definir las dimensiones de cada elemento se basó en criterios propuestos por la Norma de Concreto Armado E.060 y en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, del Ing. Antonio Blanco Blasco.

3.1. Losas Aligeradas

Para el dimensionamiento del peralte de las losas aligeradas se recomienda dividir la longitud libre de cada tramo entre 25.

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

Donde:

h : Peralte del aligerado

L_n : Longitud libre del tramo

Para peraltes conocidos de las losas aligeradas se recomienda las siguientes longitudes libres:

Luz libre de tramo	$L_n < 4.0 \text{ m}$	$4.0\text{m} \leq L_n \leq 5.5 \text{ m}$	$5.0 \text{ m} \leq L_n \leq 6.5 \text{ m}$	$6.0 \text{ m} \leq L_n \leq 7.5 \text{ m}$
Peralte (cm)	17	20	25	30

Tabla N° 1

Se utilizó para nuestro dimensionamiento losas aligeradas con peralte igual a 20 cm. y 25 cm. según los tramos en el sentido en que se encuentran las losas aligeradas.

Siguiendo las recomendaciones, de la tabla N° 1, para los peraltes de las losas aligeradas para tramos menores a 4.0 m se debería colocar losas aligeradas de peralte igual a 17 cm., sin embargo se optó por usar un peralte de 20 cm para tener un mejor comportamiento como diafragma rígido.

3.2. Losas Macizas

Para el dimensionamiento del peralte de las losas macizas se recomienda dividir la longitud libre de cada tramo entre 40 o el perímetro del paño entre 180.

$$h = \frac{L_n}{40} \text{ ó } \frac{P}{180}$$

Donde:

- h : Peralte de losa maciza
 L_n : Longitud libre de tramo mayor de cada paño
 P : Perímetro de cada paño

Para las siguientes longitudes libres se recomienda peraltes conocidos para losas macizas en la siguiente tabla:

Luz (m)	Peralte (cm)
4.0m ≤ L _n ≤ 5.5 m	15
5.0m ≤ L _n ≤ 6.5 m	20
6.0m ≤ L _n ≤ 7.5 m	25

Tabla N° 2

Siguiendo con las recomendaciones para los peraltes de las losas macizas para tramos entre 4.0 y 5.5 m. se debería colocar losas macizas de peralte igual a 15 cm.; sin embargo se optó por usar un peralte de 20 cm para tener un mejor comportamiento de un diafragma rígido.

3.3. Vigas peraltadas

Para dimensionar la viga se recomienda que el peralte este en función de la longitud libre de cada tramo de viga, esto es:

$$h = \frac{L_n}{10} \text{ ó } \frac{L_n}{12}$$

Según la Norma de Concreto Armado E.060, el ancho de las vigas que tienen responsabilidad sísmica no debe ser menor de 25 cm.

3.4. Vigas chatas

El dimensionamiento de la viga fue tomado por las medidas típicas como 30x20 cm y 40x20 cm para soportar la tabiquería.

3.5. Columnas y Placas

Si la columna soporta cargas mayores a 200 ton. se recomienda dimensionar la columna con la siguiente fórmula:

$$A_{col} = \frac{P}{0.45 * f'c}$$

Donde:

A_{col} : Área transversal de la columna (cm²)

P : Carga vertical en servicio (Kg)

$f'c$: Resistencia especificada a la compresión del concreto (Kg/cm²)

Para el dimensionamiento de las placas se determinó que no tengan un espesor menor a 10 cm.; sin embargo se tomó un espesor de 25 cm. para tener mayor rigidez en la dirección perpendicular a la calle. A su vez se tomó esta dimensión para un mejor anclaje de los fierros de las vigas peraltadas apoyadas en los muros.

4.- METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas consiste en determinar las cargas actuantes sobre los distintos.

Se consideró dos tipos de cargas según la Norma Técnica Peruana de Construcción E.020:

Carga Muerta (CM): Se considera los pesos de los materiales con que están compuestos los distintos elementos estructurales (concreto armado, tabiquería), así como equipos que pueden estar como cargas permanentes.

Carga Viva (CV): Se considera los pesos que están momentáneamente en las estructuras: personas, materiales, equipos, automóviles, muebles, etc.

4.1. Losa aligerada: De 20 o 25 cm de peralte conformado por viguetas de concreto armado con una ancho de 10 cm. en su base espaciadas cada 40cm. con ladrillos de arcilla tipo pastelero de 30x30x15 cm. huecas en la dirección horizontal cubiertos por una pequeña losa de concreto armado de 5 cm.

4.2. Losa maciza: concreto armado de 20 cm de peralte.

4.3. Piso Terminado: Mortero simple de 5 cm de peralte que se encuentra encima de la losa aligerada y maciza. Se toma una carga de 100 Kg/m².

4.4. Tabiquería: La estructura es un edificio multifamiliar de viviendas por lo que hay una mayor densidad de muros de albañilería. Esta tabiquería es de 15 cm de espesor con altura de piso a techo o de piso a fondo de viga con una densidad de 1.8 ton/m³. Por lo tanto, el metrado se consideró por metro lineal multiplicando la altura de la tabiquería de pisos a techo (2.20 m), el espesor (15 cm), por un metro de distancia y por su densidad (1.8 ton/m³). Peso Tabique = 2.20 x 0.15 x 1.00 x 1.8 = 594.0 kg/ml.

4.5. Vigas: Las vigas son de concreto armado y estas soportan el techo de la estructura de acuerdo a su área tributaria correspondiente, la que a su vez son transmitidas hacia las columnas o placas

4.6. Columnas y placas: Conformadas de concreto armado y se tomó las dimensiones de cada uno de los elementos. Adicionalmente se consideró las cargas transmitidas por las vigas, de acuerdo a su área tributaria, que llegan a las columnas o placas correspondientes.

4.7. Sobrecarga: De acuerdo de las Norma Técnica Peruana de Construcción E.020 para edificio de vivienda se tomó una sobrecarga de 200 Kg/m². En los estacionamientos se tomó una sobrecarga de 250 Kg/m² y en el techo 100 Kg/m².

CARGA MUERTA		
Peso propio Alig. (h=20cm.)	300	Kg/m ²
Peso propio Alig. (h=25cm.)	350	Kg/m ²
Piso terminado	100	Kg/m ²
Tabiquería (t=15cm, $\gamma=1.4\text{ton/m}^3$, h=2.30m)	480	Kg/m
CARGA VIVA		
Sobrecarga piso típico	200	Kg/m ²
Sobrecarga techo	100	Kg/m ²
Sobrecarga estacionamientos	250	Kg/m ²

Tabla N° 3

5.- ANÁLISIS SÍSMICO

Es el estudio del comportamiento de la estructura ante un movimiento sísmico analizando sus desplazamientos de acuerdo a lo especificado en la Norma de Diseño Sismo-Resistente E.030 dado por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

El análisis sísmico depende de varios factores como zonificación, tipo de suelo, importancia de la estructura, periodo de vibración de la estructura, regularidad en planta y en elevación, etc.

5.1.- Modelo de la estructura

Esta primera parte el edificio se modeló, de acuerdo a lo dimensionado previamente, en el programa de diseño estructural ETABS, definiendo todos los elementos estructurales seleccionados así como la definición de las cargas que actúan en la estructura.

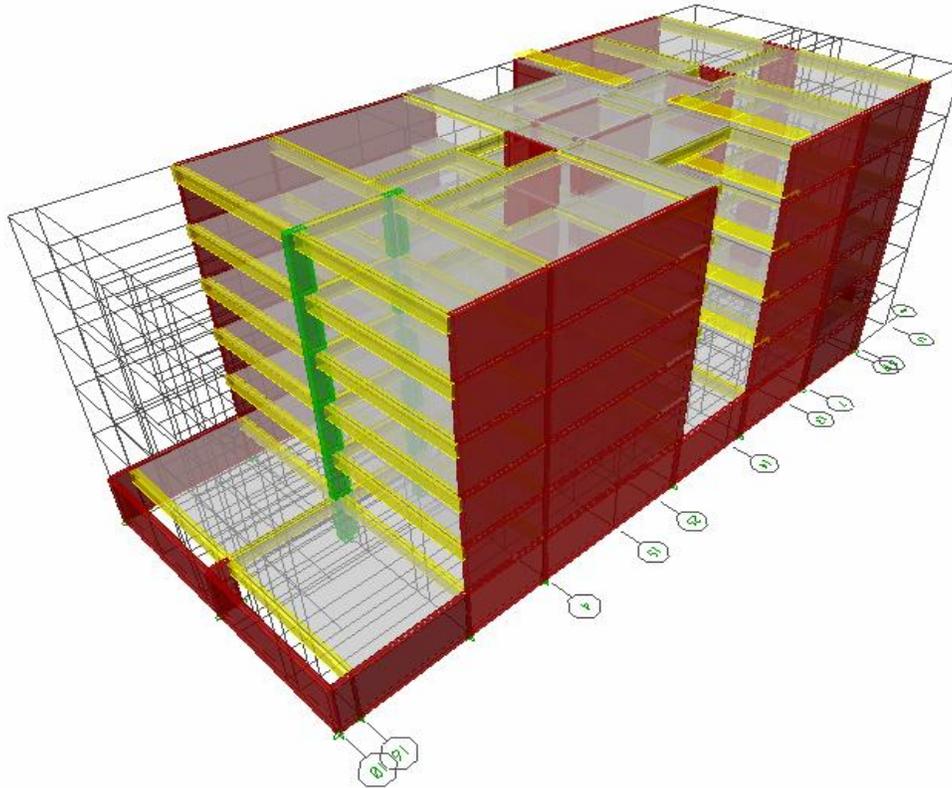


Figura 3. Modelo 3D del edificio.

5.2. Definición de los parámetros

De acuerdo a la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 se tomaron los siguientes parámetros en el análisis sísmico.

FACTOR DE ZONA (Z)

El edificio se ubica en el distrito de Surco en la ciudad de Lima, por lo tanto, de acuerdo al mapa de zonificación, la estructura pertenece a la zona 3:

$$Z = 0.4$$

CONDICIONES GEOTECNICAS (S y T_p)

El edificio se ubica en el distrito de Surco, urbanización de Chacarilla con suelo tipo I con una capacidad admisible 4.0 Kg/cm^2 . Por lo tanto:

Suelo Tipo I (Roca o suelos muy rígidos) $S = 1$

Periodo de Vibración $T_p = 0.4$

PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO (T)

El periodo fundamental se toma mediante el análisis sísmico que se realiza a la estructura. Se obtuvo el periodo en cada dirección:

$$\text{Dirección X-X: } T_x = 0.11 \text{ s}$$

$$\text{Dirección Y-Y: } T_y = 0.58 \text{ s}$$

FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C)

Se define con la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

De acuerdo con los periodos fundamentales (T) obtenidos del análisis sísmico en cada dirección se tiene lo siguiente:

$$C_{xx} = 2.5 \cdot (0.4/0.11) = 9.09 > 2.5; C_{xx} = 2.5$$

$$C_{yy} = 2.5 \cdot (0.4/0.58) = 1.72$$

FACTOR DE USO DE IMPORTANCIA (U)

Edificio común, viviendas, por tanto:

$$U = 1$$

5.3. Configuración estructural

- Irregularidad de Rigidez: La estructura presenta estructuración típica en todas sus plantas por lo que no presenta irregularidad de rigidez.
- Irregularidad de masa: La estructura no presenta irregularidad de masa debido a que los entrepisos son típicos.
- Irregularidad Geométrica Vertical: La estructura no presenta irregularidad geométrica vertical debido a que los entrepisos son típicos.
- Discontinuidad en los sistemas resistentes: Los elementos verticales no presentan discontinuidad en todos los entrepisos.
- Irregularidad Torsional: De acuerdo a los desplazamientos obtenidos de los resultados del análisis sísmico se tiene la siguiente tabla:

Dirección	Δ_{max}	$\Delta_{opuesto}$	Δ_{prom}	$\Delta_{max} > 1.3 \Delta_{prom}$
X-X	0.09	0.09	0.09	REGULAR
Y-Y	1.49	1.4	1.45	REGULAR

Tabla N° 4

De acuerdo a la tabla N°4 la estructura es Regular en ambas direcciones de análisis.

- Esquinas entrantes: La planta presenta esquinas entrantes entre los ejes 4 y 5 debido a los vacíos según planos de arquitectura; por lo tanto, la estructura es Irregular.
- Discontinuidad de Diafragma: La estructura presenta algunos ductos en su planta, pero no mayores al 50% del área total.

Según estas condiciones analizadas la estructura es IRREGULAR debido a que no cumple con todas las condiciones de la Norma E.030.

FACTOR DE REDUCCION (R)

La estructura se consideró de muros estructurales ya que la rigidez en estos elementos, en ambas direcciones, es mayor que el 80% de la rigidez que aporta los pórticos en cada dirección.

Según la Norma E.030 la estructura es Irregularidad, por lo que se aplica una reducción de $\frac{3}{4}$ al factor R:

$$X-X: \text{Muros Estructurales; } R_{xx} = \frac{3}{4} * 6 = 4.5$$

$$Y-Y: \text{Muros Estructurales; } R_{yy} = \frac{3}{4} * 6 = 4.5$$

5.4. Análisis Estático

Con estos factores y con el periodo correspondiente para cada dirección, el cortante estático son los siguientes:

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

P = Peso total de estructura, P = 2650 ton.

$$Vest.xx = \frac{0.4 * 1.0 * 2.5 * 1.0}{4.5} 2650.66$$

$$Vest.xx = 441.78 \text{ ton}$$

$$Vest.yy = \frac{0.4 * 1.0 * 1.72 * 1.0}{4.5} 2650.66$$

$$Vest.xx = 304.67 \text{ ton}$$

5.5. Análisis Dinámico

Con estos parámetros se obtuvo el espectro de sismo que se asignará a la estructura. La pseudo-aceleración S_a que se obtiene es:

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

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2;$$

$$S_a = 1.64 \text{ m/s}^2$$

De acuerdo al análisis sísmico se obtiene los siguientes modos de vibración:

MODOS DE PARTICIPACIÓN			
MODOS	Periodo	% de Masa Participante	
		X-X	Y-Y
1	0.58	0.000	59.966
2	0.14	0.000	0.116
3	0.13	0.000	16.058
4	0.11	65.686	0.000
5	0.05	0.000	6.559
6	0.04	0.001	0.375
7	0.03	0.001	4.035
8	0.03	20.380	0.000
9	0.03	0.000	0.003
10	0.03	0.000	0.040
11	0.02	0.000	3.909
12	0.02	0.000	0.000
13	0.02	0.000	0.000
14	0.02	0.000	0.000
15	0.02	0.000	0.260
16	0.02	0.000	0.000
17	0.02	0.000	0.033
18	0.02	0.000	0.000

Tabla N° 5

De acuerdo a la Tabla N°5 en la dirección X la mayor masa participativa se presenta en el modo 4, y en la dirección Y la mayor masa participativa se presenta en el modo 1; por lo tanto los periodos fundamentales de vibración en cada dirección son:

$$T_x = 0.11 \text{ s}, T_y = 0.58 \text{ s}$$

5.6. Verificación de desplazamientos

Los puntos analizados en la estructura fueron el centro de masa de cada nivel (CM) y los puntos con mayores derivas en cada nivel del edificio.

El análisis sísmico se realizó en las dos direcciones de la estructura cumpliendo con los desplazamientos máximos relativos.

	T (s)	Vdinámico	Vestático	IRREGULAR	0.9Vest	Factor
SISMO X-X	0.11	416	441.78	0.9	397.60	1.00
SISMO Y-Y	0.58	266	304.67	0.9	274.21	1.03

Tabla N° 6

Seguidamente se muestran en las tablas N°7 y N°8 los desplazamientos máximos relativos:

Desplazamientos Relativos y máximos en la dirección X					
Nivel	Desp. Max. Inelástico (cm)	Desp. Rel. Inelástico Δ (cm)	Drift Δ/h (‰)	Permitido Δ/h (‰)	Verificación
semisótano	0.00	0.00	0.0	7	Cumple
1	0.09	0.09	0.4	7	Cumple
2	0.14	0.05	0.2	7	Cumple
3	0.23	0.09	0.4	7	Cumple
4	0.27	0.05	0.2	7	Cumple
5	0.36	0.09	0.4	7	Cumple

Tabla N° 7

Desplazamientos Relativos y máximos en la dirección Y					
Nivel	Desp. Max. Inelástico (cm)	Desp. Rel. Inelástico Δ (cm)	Drift Δ/h (‰)	Permitido Δ/h (‰)	Verificación
semisótano	0.09	0.09	0.38	7	Cumple
1	0.90	0.81	3.24	7	Cumple
2	2.16	1.26	5.04	7	Cumple
3	3.65	1.49	5.94	7	Cumple
4	5.13	1.49	5.94	7	Cumple
5	6.57	1.44	5.76	7	Cumple

Tabla N° 8

Se muestra algunos resultados de la fuerza cortante del análisis sísmico en ambas direcciones:

Diagrama de fuerza cortante en el eje A debido al análisis sísmico en la dirección X:

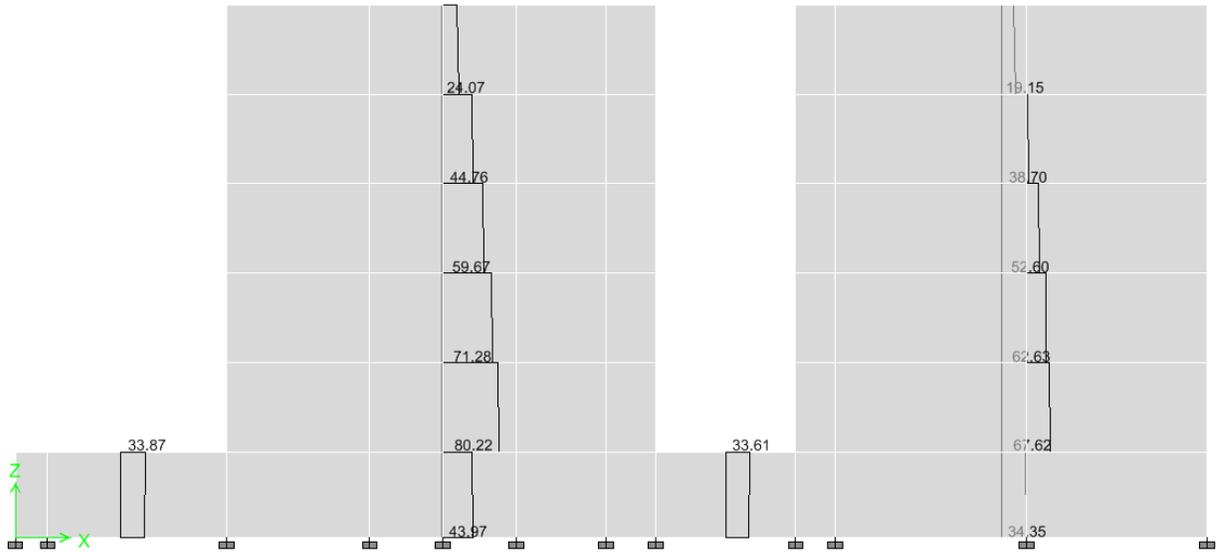
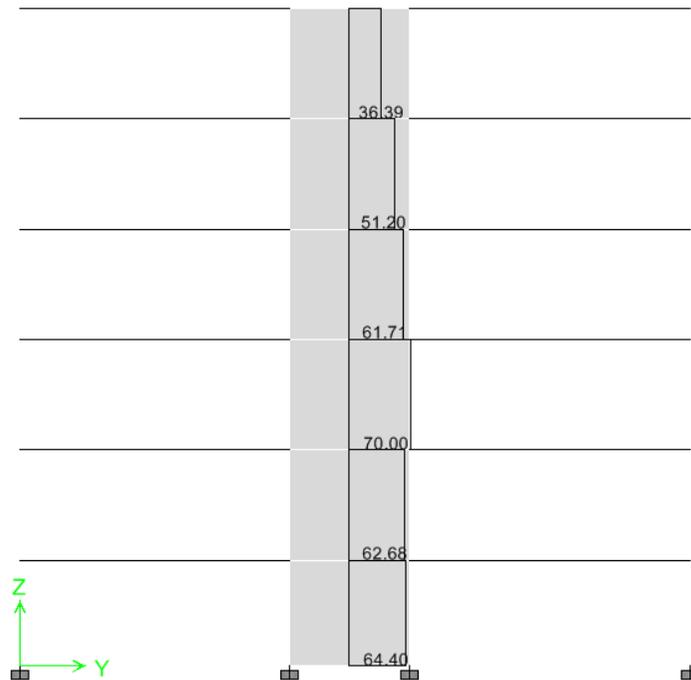


Diagrama de fuerza cortante en el eje 5 debido al análisis sísmico en la dirección Y:



5.7. Junta Sísmica

Según la Norma Sismorresistente E.030 se halla el espaciamiento sísmico S en cada dirección con las siguientes condiciones:

$$S = 3 + 0.004*(h-500)$$

$$S_{min} = 3 \text{ cm}$$

Donde:

h : Altura del edificio en cm. h = 1345 cm.

$$S = 3 + 0.004*(1345-500)$$

$$S = 6.38 \text{ cm}$$

Obtenemos la mayor junta sísmica de 2/3 del desplazamiento máximo y S/2 por cada dirección de análisis.

Dirección	Dmax	2/3 Dmax	S/2	Junta Sísmica
X-X	0.36	0.24	3.19	3.19
Y-Y	6.57	4.38	3.19	4.38

Tabla N° 9

Tomamos en ambas direcciones una junta sísmica de 5cm.

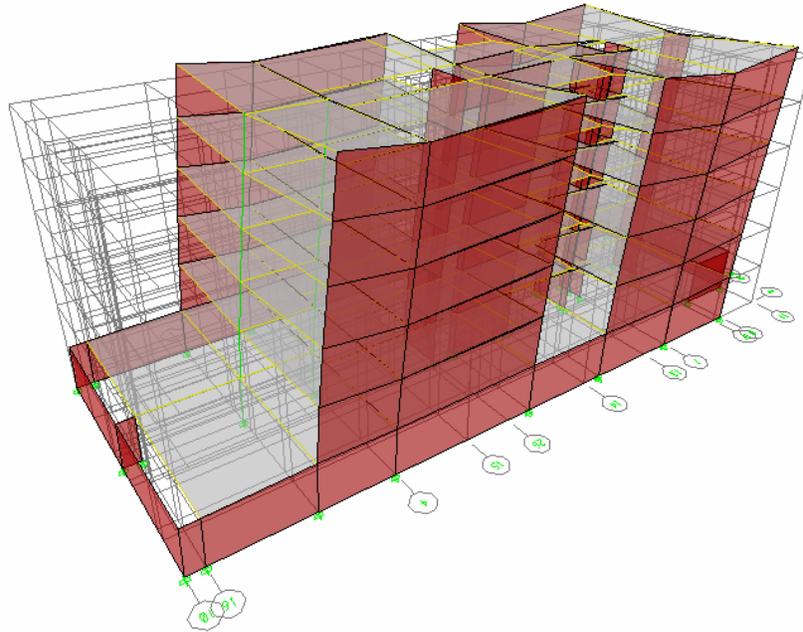


Figura 4. Modelo 3D – Sismo dirección X-X.

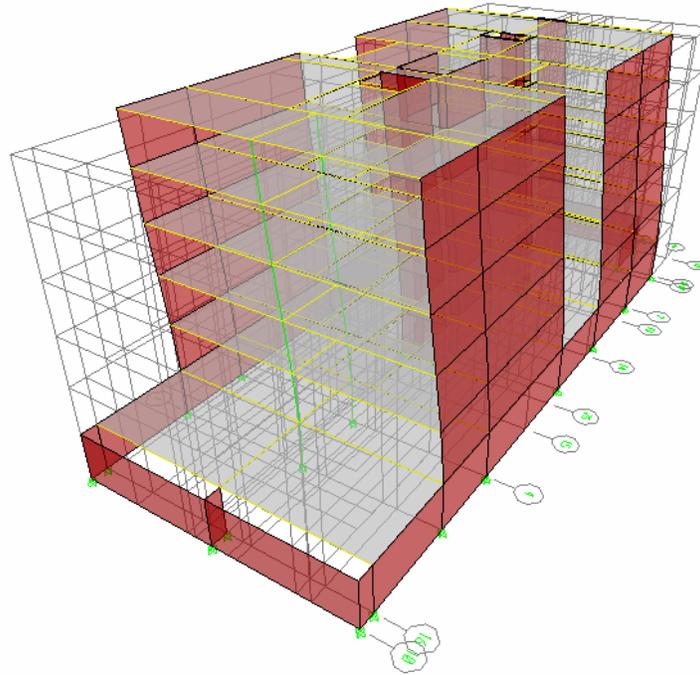


Figura 5. Modelo 3D – Sismo dirección Y-Y.

6.- DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

El diseño de losas aligeradas se toma en cuenta el modelo de una viga de sección “T” y se diseña como una viga simplemente apoyada con sección rectangular ya que la profundidad del bloque de compresiones en ala de la sección “T” es menor a 5 cm en los extremos de la vigueta y menor a 15cm en el alma de la sección “T” al centro de la vigueta.

6.1. Análisis estructural

El análisis de las losas aligeradas se hace de manera local, por lo que la combinación de carga a utilizar es:

$$CU = 1.4 CM + 1.7 CV$$

La longitud de las vigas se toma paño por paño y con longitud de paño hasta el centro de viga, se consideran las condiciones de apoyo.

6.2. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se tomó en cuenta restricciones para el diseño de acero mínimo y acero máximo. Según la Norma E.060 el momento resistente debe ser mayor de 1.5 veces el momento de agrietamiento para asegurar una falla dúctil. La Norma también menciona que la cantidad máxima de acero en tracción será el 75% de la cantidad de acero necesaria para producir la falla balanceada.

Estas condiciones se resumen en la siguiente tabla:

Peralte (h) m	Ig cm ⁴	As+ mín cm ²	As- mín cm ²	As+ máx cm ²	As- máx. cm ²
0.17	7275	0.53	1.17	7.01	2.23
0.20	11800	0.61	1.29	7.5	2.71
0.25	22700	0.74	1.47	8.29	3.5
0.30	38430	0.86	1.63	9.08	4.31

Tabla N° 10

Después de hallados las cantidades de acero mínimo y máximo procederemos a hallar la cantidad de acero necesaria para resistir el momento último obtenido del análisis. Para esto obtenemos el valor de K_u mediante la siguiente ecuación:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

Donde:

M_u = Momento último

b = Ancho de viga

d = Peralte efectivo

Luego hallamos la cuantía (ρ) en función del valor K_u para después hallar el área de acero necesaria:

$$A_s = \rho * b * d$$

Esta área de acero hallada deberá estar en función a los diámetros de aceros disponibles en el mercado.

6.3. Diseño por corte

El diseño por corte se tomó en cuenta las fuerzas cortantes últimas (V_u) obtenidas del análisis estructural a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara del apoyo.

Se halló la resistencia al corte del concreto (V_c) sin considerar el aporte del acero ya que en las viguetas de las losas aligeradas no se colocan estribos. La resistencia a la cortante del concreto se halla por la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 (1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

Donde:

ϕ = factor de reducción = 0.85

f'_c = resistencia del concreto

Según las Norma E.060 se debe cumplir que la resistencia al corte del concreto debe ser mayor o igual a la resistencia última requerida.

$$\phi V_c \geq V_u$$

6.4. Determinación de ensanches

Si la resistencia al corte del concreto es menor que la resistencia al corte requerido se reforzara la sección ensanchando la base. Esta ampliación aumenta la resistencia al corte del concreto. Según la Norma E.060 estos ensanches se hará de forma alternada o continua según sea necesaria para ser mayor a la resistencia al corte ultima requerida y una distancia adecuada para cumplir con lo solicitado. Estas distancias estarán en función a las dimensiones de los ladrillos pasteleros reemplazados.

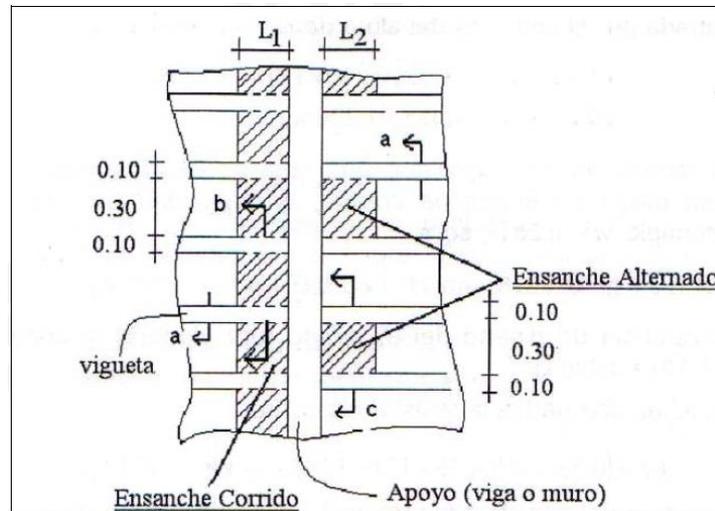


Figura 6. Detalle de ensanche alternado y ensanche corrido.

6.5. Refuerzo por temperatura

Se colocó una malla de acero en la parte superior de la losa. Según la Norma E.060 se usará una cuantía de acero de $\rho = 0.0018$. Usualmente las barras de acero que se usan para temperatura y que se encuentran en el mercado es de $\frac{1}{4}$ "de diámetro.

6.6. Corte de bastones

El corte de las varillas se toma en función a la resistencia última requerida por flexión. La longitud se tomara desde la cara del apoyo hasta una distancia adecuada para que el momento suministrado por el acero sea superior al momento requerido por las cargas de diseño.

Se recomienda una regla práctica para longitudes de corte de los bastones de acero en apoyos interiores y apoyos exteriores. Estas longitudes de bastones están en función de la longitud libre de cada tramo del aligerado. Estas longitudes se muestran en la siguiente tabla:

Longitud de corte	Apoyo interior	Apoyo exterior
Acero superior (A_s^-)	$L_n/4$	$L_n/5$
Acero inferior (A_s^+)	$L_n/6$	$L_n/7$

Tabla N° 11

Donde: L_n = Longitud libre de cada paño

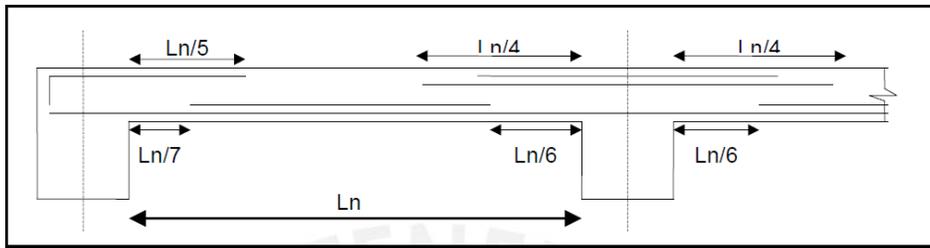


Figura 7. Longitudes de corte de acero para tramos de vigas.

6.7. Ejemplo de Diseño de losa aligerada

Se tomó como ejemplo de diseño de aligerado el tramo comprendido entre los ejes D-E y 4-7 en el techo del semisótano.

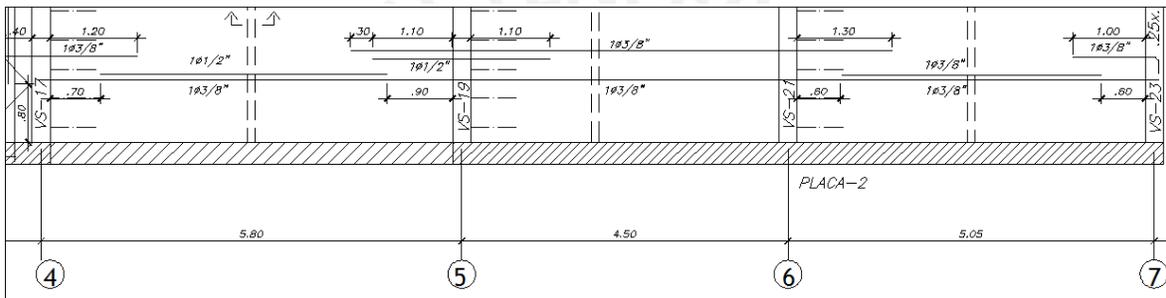


Figura 8. Tramo de aligerado – ejes 4 al 7.

Metrado de cargas:

Alig. h=20cm : 300 Kg/m²

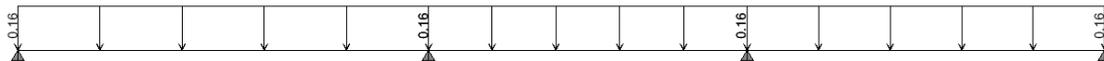
Piso terminado: 100 Kg/m²

Sobrecarga : 200 Kg/m²

$$\omega_{cm} = 0.4 \cdot (300 + 100) = 160 \text{ Kg/m} = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$\omega_{cv} = 0.4 \cdot (200) = 80 \text{ Kg/m} = 0.08 \text{ ton/m}$$

Carga muerta:



Carga viva:

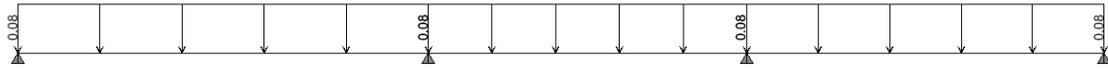


Diagrama de momento flector (DMF):

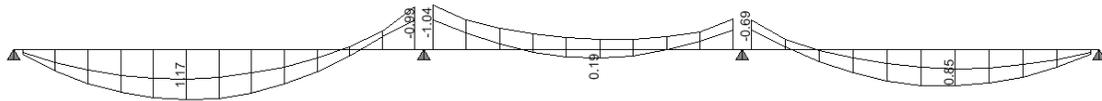
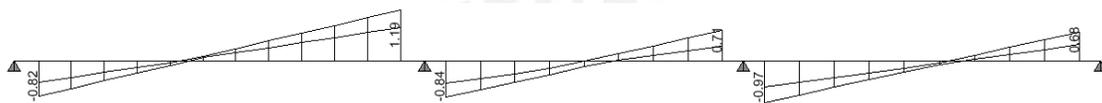


Diagrama de fuerza cortante (DFC): a "d" de la cara



Diseño por flexión:

Para el diseño por flexión se halla primero la cantidad de acero mínimo para una vigueta de losa aligerada de 0.20 m de espesor al centro y al extremo de la vigueta.

Momento negativo:

$$A_{s-\min}: 1.29 \text{ cm}^2$$

$$M_u = 0.99 \text{ ton-m}$$

$$b = 10 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}, K_u = 34.26$$

$$A_s = 1.75 \text{ cm}^2 = 1\phi 3/8'' + 1\phi 1/2''$$

$$\phi M_n = 1.11 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ CUMPLE}$$

Momento positivo:

$$A_{s^+}^{\min}: 0.61 \text{ cm}^2 \text{ acero corrido} = 1\phi 3/8''$$

$$\mu_u^+ = 1.17 \text{ ton-m}$$

$$b = 40 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}, K_u = 10.12$$

$$A_s = 1.88 \text{ cm}^2 = 1\phi 3/8'' + 1\phi 1/2''$$

$$\phi M_n = 1.24 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_n > \mu_u \text{ CUMPLE}$$

Diseño por corte:

Resistencia nominal por corte:

$$\phi V_c = 0.85 (1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2, b = 10 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}$$

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

V_u a "d" de la cara de apoyo

$$V_u = 1.19 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ CUMPLE (no necesita ensanches)}$$

7.- DISEÑO DE VIGAS CHATAS|

El diseño de vigas chatas se modela como el diseño de una viga simplemente apoyada de sección rectangular.

7.1. Análisis estructural

El análisis de las vigas chatas se hace de manera local, por lo que la combinación de carga a utilizar es:

$$C_U = 1.4 \text{ CM}$$

Esto se debe a que las vigas chatas soportan los tabiques orientados en la dirección paralela al sentido de la losa aligerada por lo que no soportan sobrecarga.

7.2. Diseño por corte

El diseño de la sección de la viga chata se tomó en cuenta las fuerzas cortantes últimas (V_u) obtenidas del análisis estructural a la cara del apoyo hasta que dicha sección tenga una resistencia al corte del concreto (ϕV_c) mayor a la fuerza cortante última (V_u).

Se halla la resistencia al corte del concreto (V_c) por la siguiente ecuación:

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

Donde:

Φ = factor de reducción

f'_c = resistencia del concreto

Según las Norma E.060 se debe cumplir que la resistencia al corte del concreto debe ser mayor o igual a la resistencia ultima requerida.

$$\phi V_c \geq V_u$$

7.3. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión de vigas chatas se tomó antes las condiciones de acero mínimo. La Norma E.060 tiene la siguiente ecuación para el acero mínimo.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * B * H$$

Donde:

B = ancho de diseño (1.0 m)

H = espesor de losa maciza

Se recomienda que el acero mínimo sea corrido y que el acero adicional se complete con bastones.

Se halla el valor de K_u en función del momento último, ancho y peralte efectivo de la viga chata.

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

Donde:

M_u = Momento ultimo

b = Ancho de viga

d = Peralte efectivo

Luego se halló la cuantía (ρ) en función del valor K_u para después hallar el área de acero necesaria:

$$A_s = \rho * b * d$$

Esta área de acero hallada deberá estar en función a los diámetros de aceros disponibles en el mercado.

7.4. Ejemplo de Diseño de vigas chatas

Se toma como ejemplo de diseño la viga chata V-13 comprendida entre los ejes A-E y 3-4 en el techo típico del 1er al 4to piso.

Metrado de cargas:

Peso propio (40x25cm) : 240 Kg/m

Peso del Tabique de ladrillo: 480 Kg/m

$$\omega_{cm} = 240+480= 720 \text{ Kg/m} = 0.72 \text{ ton/m}$$

Carga muerta:

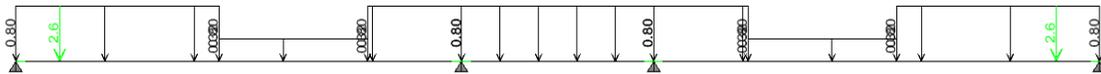
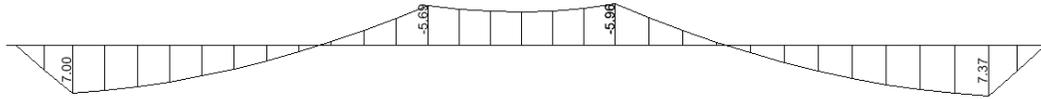


Diagrama de fuerza cortante (DFC):



Diagrama de momento flector (DMF):



Diseño por corte:

V_u a la cara de apoyo

$$V_u = 5.57 \text{ ton}$$

Probamos con la sección de 40cm de ancho y 25cm de altura.

Resistencia nominal por corte:

$$\phi V_c = 0.85 (1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2, b = 40 \text{ cm}, d = 22 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 5.74 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \text{CUMPLE}$$

Por lo tanto la sección 40x25cm cumple con la fuerza cortante requerida.

Diseño por flexión:

Para el diseño por flexión se halló primero la cantidad de acero mínimo para la viga de sección 40x25cm.

$$A_{smin} = 2.13 \text{ cm}^2$$

Momento negativo:

$$M_u = 5.9 \text{ ton-m}$$

$$b = 40 \text{ cm}, d = 22 \text{ cm}, K_u = 30.48$$

$$A_s = 7.94 \text{ cm}^2 = 3\phi 5/8'' + 2\phi 1/2''$$

$$\phi M_n = 6.31 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ CUMPLE}$$

Momento positivo:

$$M_u^+ = 7.00 \text{ ton-m}$$

$$b = 40 \text{ cm}, d = 22 \text{ cm}, K_u = 36.16$$

$$A_s = 9.67 \text{ cm}^2 = 3\phi 5/8'' + 2\phi 5/8''$$

$$\phi M_n = 7.20 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ CUMPLE}$$

La disposición final de la viga chata es la siguiente:

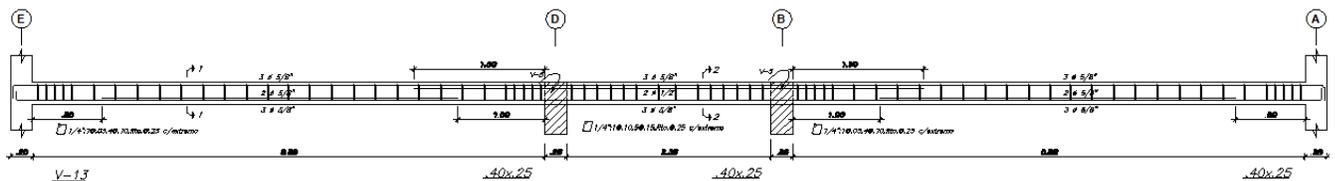


Figura 9. Viga Chata V-13

8.- DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

El diseño de losas macizas se tomó en dos direcciones y se tomó la misma combinación de carga que en las losas aligeradas y de forma local a la estructura completa.

8.1. Análisis estructural

El análisis se modeló la losa maciza en dos direcciones detallando las condiciones de apoyo en los que se apoya la losa maciza. Para esto la Norma E.060 recomienda el

uso de coeficientes pero se puede modelar también un programa de diseño tipo “Shell” para una mejor ubicación de los esfuerzos que se generan en una losa maciza.

8.2. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión de las losas macizas se tomó antes las condiciones de acero mínimo y acero máximo. La Norma E.060 tiene la siguiente ecuación para el acero mínimo.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * B * H$$

Donde:

B = ancho de diseño (1.0 m)

H = espesor de losa maciza

Se recomienda que el acero mínimo sea corrido en las dos direcciones y en dos capas en la losa maciza y que el acero adicional se complete con bastones.

El procedimiento de cálculo del acero requerido es igual al que una losa aligerada. Se halló el valor de K_u en función del momento último, espesor de losa y ancho de análisis.

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

Donde:

M_u = Momento último

b = Ancho de viga

d = Peralte efectivo

Luego se halló la cuantía (ρ) en función del valor K_u para después hallar el área de acero necesaria:

$$A_s = \rho * b * d$$

Esta área de acero hallada deberá estar en función a los diámetros de aceros disponibles en el mercado.

El espaciamiento máximo de las barras de acero en la losa no será mayor a tres veces el espesor de la losa o 45 cm.

Adicionalmente a lo explicado, se debe indicar que para los paños entre los ejes 4 y 5 se decidió correr fierro superior e inferior para asegurar el diafragma rígido de la planta dada las esquinas entrantes que presenta la arquitectura.

8.3. Diseño por corte

El diseño por corte se tomó en cuenta las fuerzas cortantes últimas (V_u) obtenidas del análisis estructural a la cara del apoyo. Estos valores fueron hallados del modelo hecho en el programa de cálculo

Se halla la resistencia al corte del concreto (V_c) por la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

Φ = factor de reducción

$f'c$ = resistencia del concreto

Según la Norma E.060 se debe cumplir que la resistencia al corte del concreto debe ser mayor o igual a la resistencia última requerida.

$$\Phi V_c \geq V_u$$

8.4. Refuerzo por temperatura

Al colocar las barras en dos direcciones la armadura controla las contracciones por temperatura en la losa maciza, por lo que no se calcula el acero de temperatura.

8.5. Ejemplo de Diseño de losa maciza

Se tomó como ejemplo de diseño de aligerado el tramo comprendido entre los ejes A-E y 4-5 en el techo típico del 1er al 4to piso.

Metrado de cargas:

Losa Maciza $h=20\text{cm}$: 480 Kg/m^2

Piso terminado : 100 Kg/m²

Sobrecarga : 200 Kg/m²

$$\omega_{cm} = 480 + 100 = 580 \text{ Kg/m}^2 = 0.58 \text{ ton/m}^2$$

$$\omega_{cv} = 200 = 200 \text{ Kg/m}^2 = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

Diagrama de momento flector (DMF):

Momento paralelo al eje X

$$Mu^+ = 0.38 \text{ ton-m}$$

$$Mu^- = 0.75 \text{ ton-m}$$

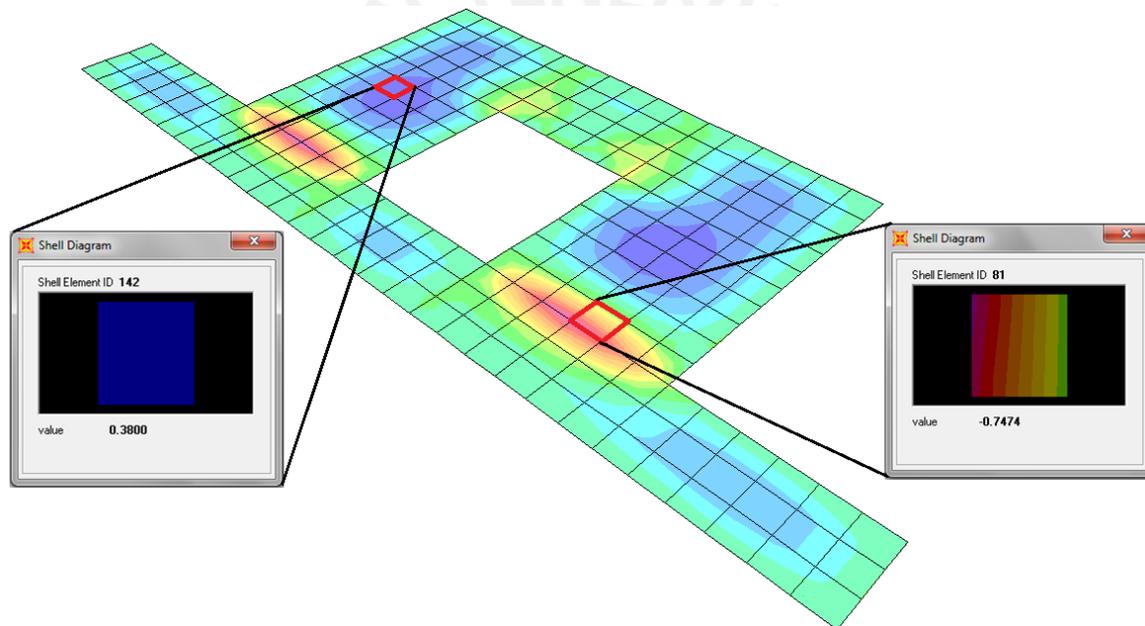


Figura 10. Modelo de losa maciza – DMF eje Y-Y.

Momento paralelo al eje Y

$$Mu^+ = 0.73 \text{ ton-m}$$

$$Mu^- = 1.40 \text{ ton-m}$$

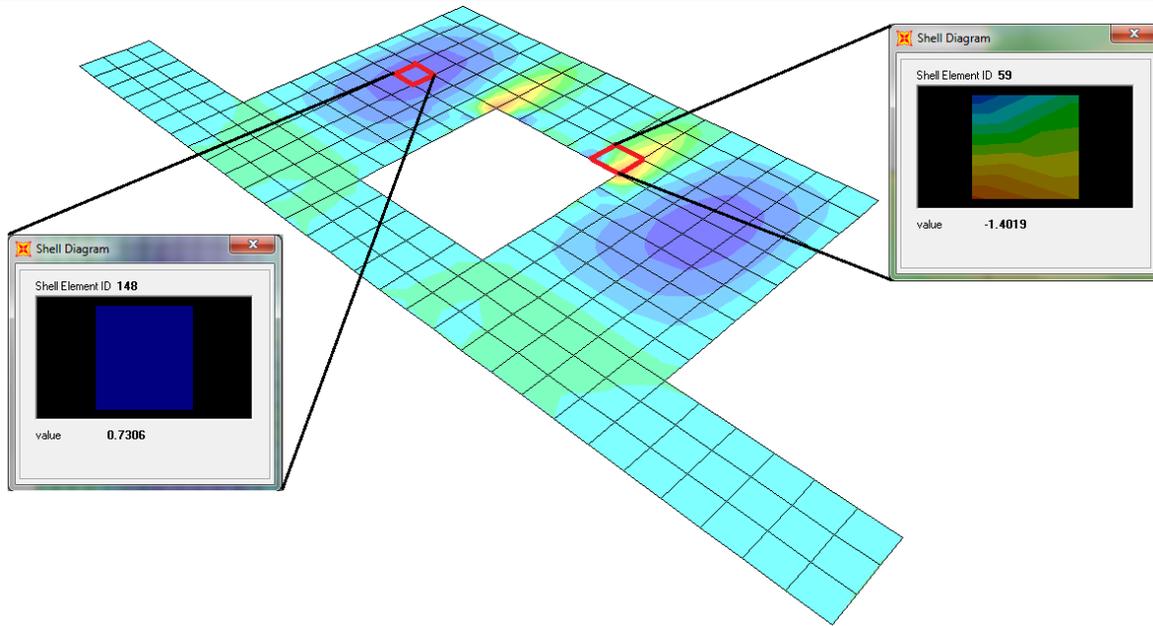


Figura 11. Modelo de losa maciza – DMF eje X-X.

Diagrama de fuerza cortante (DFC):

Cortante paralelo al eje X: $V_u = 1.16 \text{ ton}$

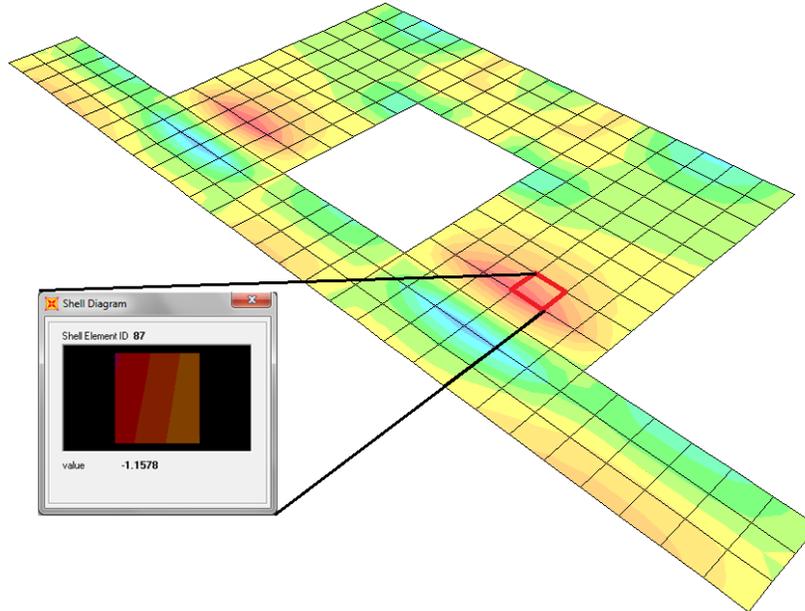


Figura 12. Modelo de losa maciza – DFC eje Y-Y.

Cortante paralelo al eje Y: $V_u = 1.03 \text{ ton}$

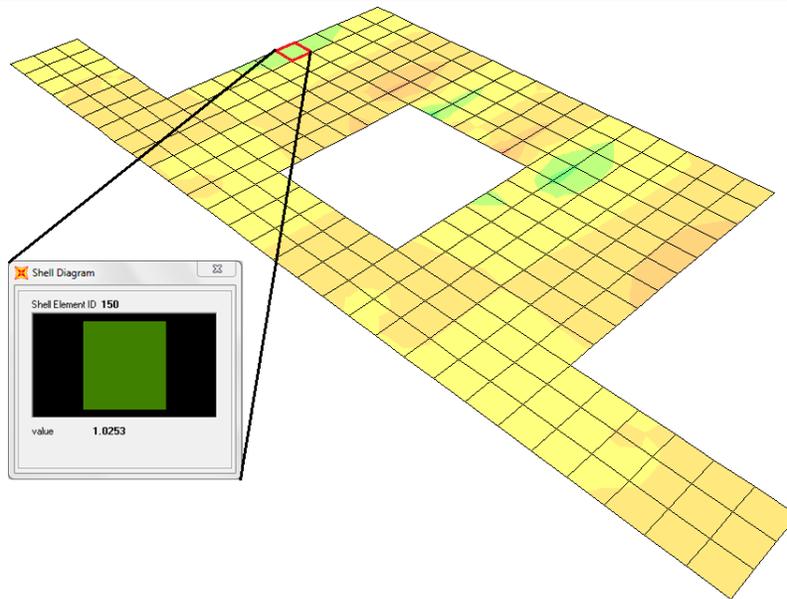


Figura 13. Modelo de losa maciza – DFC eje X-X.

Diseño por flexión:

Para el diseño por flexión se obtuvo primero la cantidad de acero mínimo para una losa maciza de 0.20 m de espesor.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times B \times H$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min (dos capas)} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min (una capa)} = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = \phi 3/8'' @ .40 \text{ m (acero corrido en ambas direcciones)}$$

Momento negativo:

$$M_u^- = 1.40 \text{ ton-m}$$

$$b = 100 \text{ cm, } d = 17 \text{ cm, } K_u = 4.84$$

$$A_s = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8'' @ .25 \text{ m} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$\phi M_n = 1.79 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ CUMPLE}$$

Momento positivo:

$$M_u = 0.73 \text{ ton-m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}, K_u = 2.53$$

$$A_s = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8'' @ .25 \text{ m} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$\phi M_n = 1.79 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ CUMPLE}$$

Diseño por corte:

Resistencia nominal por corte:

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 11.10 \text{ ton}$$

V_u a la cara de apoyo

$$V_u = 1.03 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ CUMPLE}$$

9.- DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Para el diseño de vigas debe ser un diseño por flexión y por corte, pero adicionalmente éstas se deberán diseñar teniendo en cuenta las fuerzas de sismo que actúan sobre la estructura, razón por la cual se considera las cinco combinaciones de carga para determinar los esfuerzos de diseño.

9.1. Análisis estructural

Para el análisis de vigas se consideró las condiciones de apoyo y la continuidad de las mismas, tanto para las condiciones de redistribución de momentos.

Las combinaciones son las siguientes:

$$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$1.25(\text{CM}+\text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

Una vez aplicadas las cinco combinaciones de diseño se procede a generar la envolvente de estas combinaciones y que se procederá con el diseño para el cálculo del acero.

9.2. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se debe tener en cuenta las restricciones de acero mínimo y hacer máximo. Según la Norma el acero mínimo de refuerzo es:

$$A_{smin} = \frac{0.22 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

Donde:

b = ancho de viga

d = peralte efectivo

f'c = resistencia del concreto en compresión

f_y = resistencia en fluencia del acero

El acero máximo será el 75% del acero balanceado. Después de halladas las cantidades de acero mínimo y máximo se procedió a hallar la cantidad de acero necesaria para resistir el momento último obtenido del análisis. Para esto obtenemos el valor de K_u mediante la siguiente ecuación:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

Donde:

M_u = Momento último

b = Ancho de viga

d = Peralte efectivo

Luego hallamos la cuantía (ρ) en función del valor K_u para después hallar el área de acero necesaria:

$$A_s = \rho * b * d$$

Esta área de acero hallada deberá estar en función a los diámetros de aceros disponibles en el mercado.

9.3. Diseño por corte

El diseño por corte se tomó en cuenta las fuerzas cortantes últimas (V_u) obtenidas del análisis estructural a una distancia “ d ” (peralte efectivo) de la cara del apoyo.

Se halló la resistencia al corte del concreto (V_c) sin considerar el aporte del acero ya que en las viguetas de las losas aligeradas no se colocan estribos. La resistencia a la cortante del concreto se halló por la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

Donde:

Φ = factor de reducción = 0.85

f'_c = resistencia del concreto

La resistencia del acero es:

$$\phi V_s = \phi * \left(\frac{A_v * f_y * d}{s} \right)$$

Se tiene que la fuerza cortante suministrada ser:

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal al corte

V_s = Resistencia del acero transversal al corte

V_c = Resistencia del concreto al corte

A_v = Área del acero de refuerzo transversal

d = Peralte afectivo de la viga

b = ancho de viga

S = espaciamiento del refuerzo transversal

Según las Norma E.060 se debe cumplir que la resistencia al corte del concreto debe ser mayor o igual a la resistencia ultima requerida.

$$\Phi V_n \geq V_u$$

En el caso de vigas que soportan sismo el esfuerzo por corte debe ser mayor que el asociado al cortante generado en el mecanismo de falla por flexión (rótulas plásticas en los extremos); esto asegura que la viga falle primero por flexión (falla dúctil) y después por corte (falla frágil).

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + V_u \text{ (isostático)}$$

Donde:

M_{ni} , M_{nd} = momento nominales reales a flexión de la viga

l_n = luz libre de la viga

9.4. Espaciamiento de estribos

Según el artículo 21.4.4.4 de la Norma de Concreto Armado E.060 los estribos cerrados de confinamiento para vigas sísmicas de los edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales o dual tipo I deben cumplir lo siguiente:

El espaciamiento máximo entre estribos para una viga que recibe cargas sísmicas es la siguiente:

Para la zona de confinamiento, que comprende una longitud igual a dos veces el peralte de la viga, tenemos:

- El 1er estribo a 5 cm de la cara del apoyo
- 0.25 veces el peralte de la efectiva de la viga
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal o 30 cm.
- 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento
- Menor o igual a 30 cm

Fuera de la zona de confinamiento los estribos estarán como máximo a 0.5 veces el peralte efectivo de la viga.

9.5. Empalmes por traslape

Los empalmes por traslape se deben ubicar siempre en las zonas con menores esfuerzos. En vigas que no absorben las cargas de sismo, las zonas menos esforzadas son el tercio central inferior.

Para el caso de vigas que soportan cargas de sismo los traslapes se harán fuera de la zona ubicada a “d” de la cara del nudo.

En caso de inversión de esfuerzos, los traslapes deberán quedar confinados por estribos cerrados espaciados en no menos de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, sin exceder de 30 cm.

La longitud de los empalmes “a” se determina de acuerdo al diámetro de la barra de acero. Se presenta en la siguiente Tabla N°12:

Valores de "a"		
Φ	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
3/8"	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.60
3/4"	0.65	0.75
1"	1.15	1.30

Tabla N° 12

Los empalmes serán de acuerdo a la Fig.14:

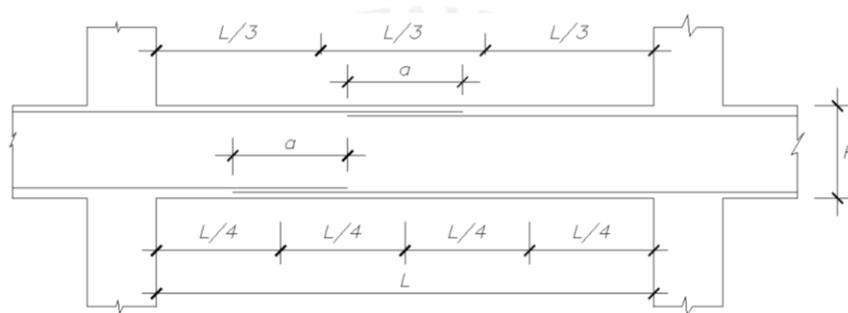


Figura 14. Empalmes por traslape para vigas

9.6. Corte de barras

La Norma E.060 menciona algunas consideraciones:

- Todas las barras que anclen en columnas extremas deberán terminar en gancho estándar
- Por lo menos $1/3$ del esfuerzo por momento positivo deberá prolongarse dentro del apoyo, cumpliendo con el anclaje requerido.
- El esfuerzo por momento negativo en un elemento continuo o en voladizo o en cualquier otro elemento de un pórtico, deberá anclarse en los elementos de apoyo por longitudes de anclaje, ganchos o anclajes mecánicos. EL esfuerzo que llega hasta el extremo del volador terminará en gancho estándar.

9.7. Ejemplo de Diseño de Vigas peraltada

Se tomó como ejemplo de diseño de viga peraltada V-11 de 30x60cm desarrollado en el eje 3 en el techo típico del 1er al 4to piso.

Los datos de la viga para el diseño son los siguientes:

$$b = 30 \text{ cm}, h = 60 \text{ cm}$$

$$d = 54 \text{ cm (1 capa)}, d = 52 \text{ cm (2 capas)}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2, fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Se muestra, para cada tipo de fuerzas, la envolvente de las combinaciones de cargas:

$$1.4CM + 1.7CV$$

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

$$0.9CM \pm CS$$

Diagrama envolvente de momento flector (DMF):

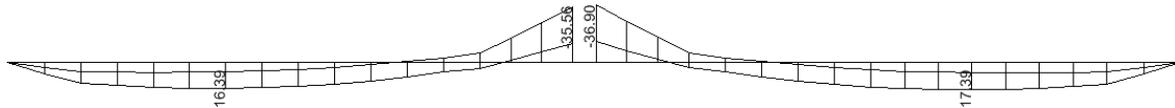


Diagrama envolvente de fuerza cortante (DFC): a "d" de la cara

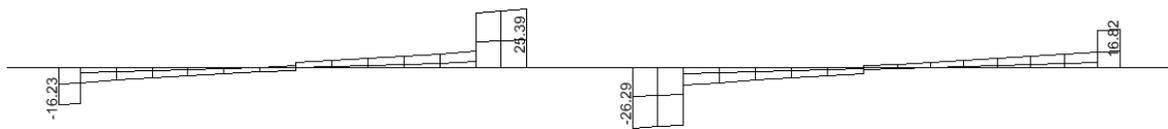
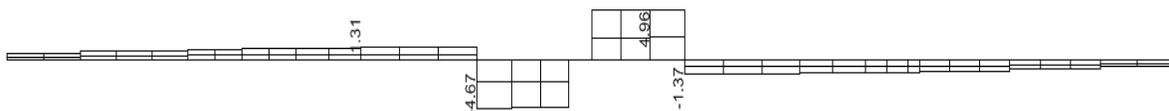


Diagrama envolvente de momento torsor (DMT):



Diseño por flexión:

Para el diseño por flexión se halló primero la cantidad de acero mínimo para una viga peraltada de 30x60 cm.

$$\rho_{\min}: 0.24\%$$

$$A_{s \min}: 0.0024 \cdot 30 \cdot 54$$

$$A_{s \min}: 3.89 \text{ cm}^2$$

Momento negativo:

$$M_{u-} = 36.90 \text{ ton-m}$$

$$b = 30 \text{ cm}, d = 52 \text{ cm}$$

$$K_u = 45.49$$

$$\rho = 1.36 \%$$

$$A_s = 0.0136 \cdot 30 \cdot 52 = 21.29 \text{ cm}^2$$

Disponemos fierros corridos de $\phi 3/4''$ con bastones de $\phi 1''$.

$$A_s = 3\phi 3/4'' + 3\phi 1''$$

$$\phi M_n = 41.2 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ CUMPLE}$$

Momento positivo:

$$M_{u+} = 17.50 \text{ ton-m}$$

$$b = 30 \text{ cm}, d = 52 \text{ cm}$$

$$K_u = 21.57$$

$$\rho = 0.65 \%$$

$$A_s = 0.0065 \cdot 30 \cdot 52 = 10.14 \text{ cm}^2$$

Disponemos fierros corridos y bastones de $\phi 3/4"$.

$$A_s = 3\phi 3/4" + 1\phi 3/4"$$

$$\phi M_n = 19.70 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ CUMPLE}$$

Diseño por corte y torsión:

V_u a "d" de la cara de apoyo

$$V_u = 26.29 \text{ ton.}$$

Resistencia por corte del concreto:

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

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, $b = 40 \text{ cm}$, $d = 52 \text{ cm}$.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 52$$

$$V_c = 11.98 \text{ ton.}$$

La resistencia al corte es menor que la resistencia requerida, por lo que se necesitó la resistencia al corte del acero.

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 26.29 / 0.85 - 11.98 = 18.95 \text{ ton}$$

$$V_{s\text{-max}} = 2.1 * \sqrt{210} * b * d$$

$$V_s = 18.95 \text{ ton} < V_{s\text{-max}} = 2.1 * \sqrt{210} * 30 * 52 = 47.47 \text{ ton.} \quad \text{CUMPLE}$$

Refuerzo transversal requerido por corte:

$$V_s = \left(\frac{A_v * f_y * d}{s} \right)$$

$$A_v / s = 18.95 / (4200 * 52) = 0.087$$

Se colocó estribos de diámetro 3/8" espaciados cada 10cm en la zona de confinamiento de acuerdo al artículo 21.4.4.4 de la Norma de Concreto Armado E.060.

$$A_v = 2 \cdot 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2, f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2, d = 52 \text{ cm}, s = 10 \text{ cm}$$

$$V_s = 1.42 \cdot 4200 \cdot 52 / 10$$

$$V_s = 31.0 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la resistencia nominal al corte en la zona de confinamiento es:

$$\phi V_n = 11.98 + 31.0$$

$$\phi V_n = 42.98 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 42.98 \text{ ton.} > V_u = 26.29 \text{ ton.} \quad \text{CUMPLE}$$

Para el diseño por torsión se toma según el diagrama de momento torsor.

$$T_u = 5.13 \text{ ton-m.}$$

El refuerzo transversal requerido por torsión se calcula con la siguiente expresión:

$$T_n = \left(\frac{2A_o \cdot f_{yv} \cdot A_t}{s} \right) \cdot \text{Cot } \theta$$

$$A_{oh} = 20 \cdot 50 = 1000 \text{ cm}^2.$$

$$A_o = 0.85 A_{oh} = 0.85 \cdot 1000 = 850 \text{ cm}^2.$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$5.13 / 0.85 = 2 \cdot 850 \cdot 4200 \cdot (A_t / s) \cdot \text{Cot } 45^\circ$$

$$A_t / s = 0.085$$

Combinamos el refuerzo transversal requerido por corte y torsión:

$$A_{total} / s = A_t / s + A_v / 2s = 0.085 + 0.087 / 2$$

$$A_{total} / s = 0.128$$

Utilizamos espaciamientos entre los estribos $s = 10\text{cm.}$, por lo tanto, el área transversal en una rama del estribo es:

$$A_{\text{total}} = 0.128 * 10 = 1.28 \text{ cm}^2.$$

Se dispone estribos de $1/2''$ espaciados cada 10cm.

La disposición final del acero en la viga V-11 es de la siguiente manera:

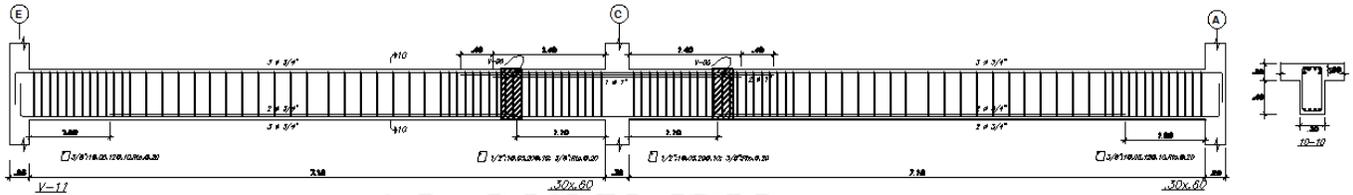


Figura 15. Desarrollo de Viga V-11.

10.- DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales que soportaran cargas por gravedad, principalmente, y de sismo.

Para el diseño de columnas se consideró las fuerzas axiales y momentos flectores simultáneamente haciendo un diagrama de interacción de cargas con las cinco combinaciones.

10.1. Análisis estructural

El pre dimensionamiento de las columnas se halló con la siguiente fórmula:

$$A_{\text{col}} = \frac{P}{0.45 * f'c}$$

Donde:

P: carga axial en servicio

$f'c$: resistencia de concreto en compresión

A_{col} : área de columna

10.2. Diseño por flexo compresión

El diseño por flexo compresión se hizo con las cargas amplificadas mediante las distintas combinaciones de diseño.

$$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$1.25(\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

Se construye un diagrama de interacción para cada columna considerando la carga axial y el momento flector últimos según su sección transversal y cantidad y distribución de acero vertical colocado.

Se debe tener en cuenta que la cuantía mínima de acero es de 1% y un máximo de 6%

10.3. Diseño por cortante

El diseño por corte se considera la cortante V_u a partir de las resistencias nominales (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento junto con una carga axial última P_u .

La cortante última se halló con la siguiente fórmula:

$$V_u = \frac{M_n \text{ sup} + M_n \text{ inf}}{l_n}$$

La resistencia del concreto por corte se da con la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + \frac{0.0071 * N_u}{A_g} \right)$$

Donde:

N_u : Carga axial última

A_g : Área bruta de la columna

La contribución del acero está dada por la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

Por lo tanto se debe cumplir lo siguiente:

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

10.4. Espaciamiento de estribos

La disposición de estribos para un sistema dual tipo I y sistema de muros es la siguiente:

- El diámetro de estribos será de 8mm para diámetros de barras longitudinales menores a 3/8", 3/8" para diámetros de 3/8" hasta 1" y 1/2" para diámetros de más de 1".

El espaciamiento en la zona de confinamiento será menor o igual a:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- Menor o igual a 10cm.

La longitud de confinamiento será de:

- 1/6 de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- Mayor o igual a 50cm.

10.5. Ejemplo de Diseño de Columna

Se toma como ejemplo de diseño la columna C 2 de sección 30x75cm ubicada entre los ejes 3 y C.

Diseño por flexo compresión:

Para el diseño por flexo compresión se tomó las combinaciones por carga axial y momento flector en ambas direcciones de la columna en el nivel del semisótano.

Combinaciones	P (t)	M3-3 (t.m)	M2-2 (t.m)
1.4CM + 1.7CV	351.62	0.02	-0.41
1.25(CM+CV) ± CS	305.63	0.51	-0.78
0.90CM ± CS	183.46	0.55	-0.63

Tabla N° 13

Según la Norma de Concreto Armado E.060 la cuantía mínima de acero es de 1% y la máxima de 4%:

$$\rho_{\min}: 1.0 \% ; \rho_{\max}: 4.0 \%$$

$$b=30\text{cm}, h=75\text{cm}$$

$$A_s \min: 0.01 \cdot 30 \cdot 75 = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \max: 0.04 \cdot 30 \cdot 75 = 90.0 \text{ cm}^2$$

Sin embargo la cantidad de acero mínima no es suficiente para soportar la máxima combinación de carga axial en la columna, por lo que se presenta la siguiente distribución de acero.

$$A_s = 12 \phi 1" = 61.2 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{col}}: 2.72 \% < \rho_{\max} = 4.0 \%$$

Según esta disposición de acero en la columna y con una resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ se construye un diagrama de interacción en ambos direcciones.

Diagrama de interacción en la dirección Y:

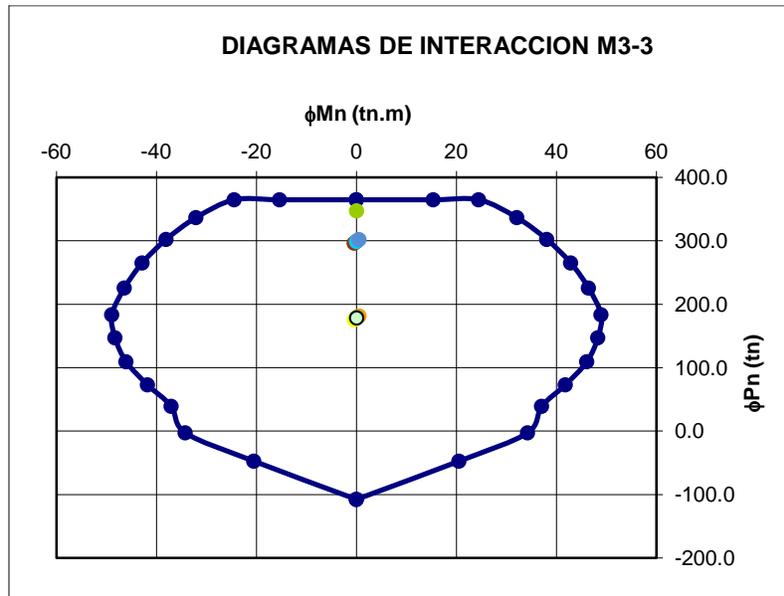


Figura 16. Diagrama de Interacción de Columna C2 - Dirección Y.

Diagrama de interacción en la dirección X:

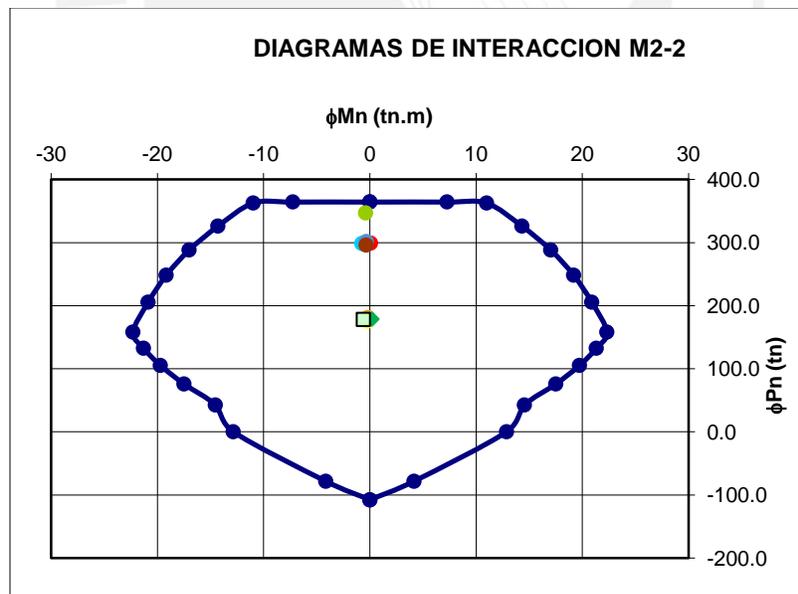


Figura 17. Diagrama de Interacción de Columna C2 – Dirección X.

Según el diagrama de interacción mostrado, la columna está correctamente diseñada empleando el refuerzo propuesto, ya que todos los puntos de las combinaciones de cargas están dentro del área del diagrama.

Diseño por corte:

La fuerza cortante de diseño está asociada a la carga axial que da el mayor momento nominal posible. En el diagrama de interacción siguiente se exponen las curvas de diseño (ϕM_n) y nominal (M_n), conjuntamente con los puntos (M_u ; P_u).

El segundo nivel es el más esforzado y la mayor fuerza cortante está en la dirección XX:

Combinación	P_u (tn)	M_n (tn.m)
MV	351.623	73
MV+SX	305.625	78
MV-SX	300.025	78
M+SX	183.457	80
M-SX	177.857	80

Tabla N° 14

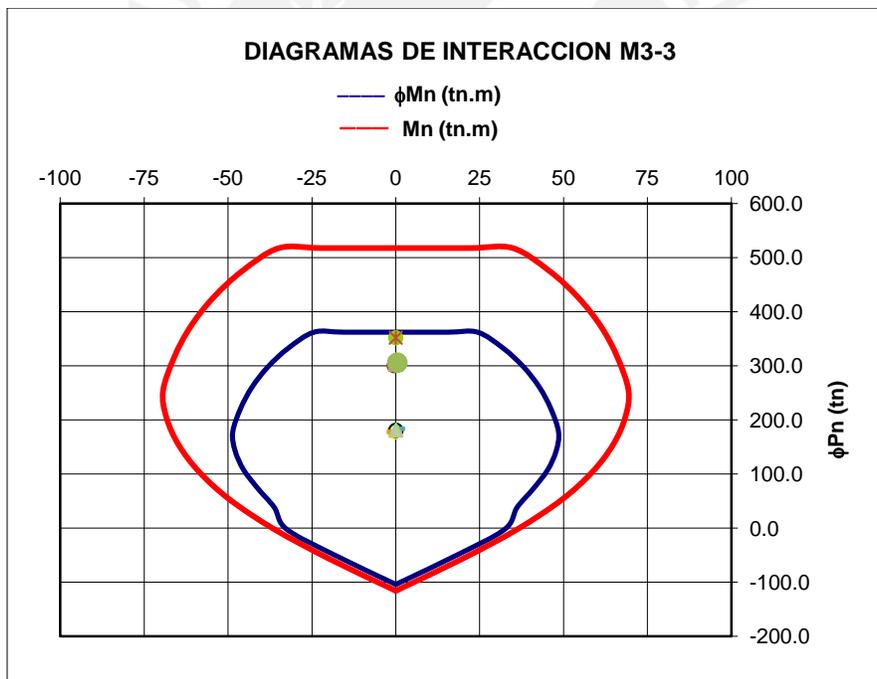


Figura 18. Diagrama de Interacción ΦM_n y M_n columna C2 – Dir. X.

De la tabla tenemos que el mayor momento nominal es de 70 T-m; por lo tanto, la fuerza cortante última es:

$$V_u = (M_n\text{-sup}+M_n\text{-inf})/L_n = (70+70)/1.90 = 73.68 \text{ ton}$$

La fuerza cortante por capacidad del concreto es:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot (75-6) \cdot (1 + (0.0071 \cdot 183457) / (30 \cdot 75))$$

$$V_c = 25.10 \text{ ton}$$

La fuerza cortante por capacidad del acero es:

$$V_s = V_u / 0.85 - V_c$$

$$V_s = 73.68 / 0.85 - 25.10 = 61.60 \text{ ton}$$

Trabajarán dos estribos de 3/8" por lo que el área es:

$$A_v = 4 \cdot 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos es el siguiente:

$$S = (A_v \cdot f_y \cdot d) / V_s$$

$$S = (2.84 \cdot 4200 \cdot 69) / 61600 = 13.36 \text{ cm}$$

El espaciamiento de los estribos según Norma E.060 21.4.5.3 es más conservador del obtenido por las fuerzas resistentes según fórmula, por lo que la distribución de estribos es la siguiente:

$$\phi 3/8": 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, \text{ Resto } @ 0.25$$

La disposición final del acero en la columna C-2 será de la siguiente manera:

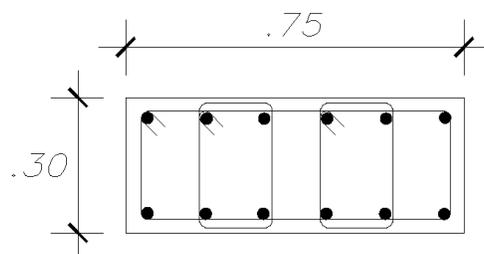


Figura 19. Desarrollo de columna C2.

11.- DISEÑO DE PLACAS

Las placas son también llamadas muros de corte y son las encargadas de resistir las cargas verticales de gravedad y cargas horizontales de sismo.

Las placas serán diseñadas por flexo compresión y por corte debido a que estas soportaran grandes esfuerzos por corte y momento flector producidos por el sismo.

11.1. Análisis estructural

Las placas se analizarán como elementos estructurales que soportaran básicamente esfuerzos por cortante y grandes momentos flectores; para lo cual se aprovechara las secciones transversales de gran relación entre sus dimensiones con ayuda de barras de acero horizontales que soporten las fuerzas cortantes requeridas. Además se colocarán una mayor concentración de acero vertical en los extremos de las placas, llamados núcleos reforzados, que ayuden a contrarrestar los momentos flectores actuantes en la estructura.

11.2. Diseño por flexo compresión

El diseño por flexo compresión se hace con las cargas amplificadas mediante las distintas combinaciones de diseño.

$$1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$0.9 CM \pm CS$$

Se construyó un diagrama de interacción para cada placa considerando la carga axial y el momento flector últimos según su sección transversal y distribución de acero vertical colocado.

Se debe tener en cuenta que la cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical es de $\rho = 0.0025$ fuera de la zona de los núcleos de refuerzo.

11.3. Diseño por cortante

El diseño por corte se consideró la siguiente ecuación:

$$\Phi V_n \geq V_u$$

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

La resistencia del concreto por corte se da con la siguiente fórmula:

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

Además se debe cumplir que:

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Según el artículo 15.4.3 de la Norma de Concreto Armado E.060 para que el aporte del concreto pueda considerarse se deberá cumplir con la siguiente fórmula:

$$\frac{N_u}{A_g} \geq 0.1 * f'_c$$

Donde:

Nu: Carga axial última

Ag: Área bruta de la columna

La contribución del acero está dada por la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

La fuerza cortante de diseño debe cumplir lo siguiente:

$$V_{u \text{ dis}} = V_u * \frac{M_n}{M_u}$$

Donde:

Vu: Fuerza cortante actuante

Mn: Momento resistente

Mu: Momento actuante

11.4. Ejemplo de Diseño de Placa

Se tomó como ejemplo de diseño la placa P-4 de sección 25x290 cm ubicada entre los ejes 3 y 4.

Diseño por flexo compresión:

Para el diseño por flexo compresión se toman las combinaciones por carga axial y momento flector en ambas direcciones de la placa en el nivel del primer piso.

Combinaciones	P (t)	M3-3 (t.m)	M2-2 (t.m)
1.4CM + 1.7CV	343.02	8.07	-20.69
1.25(CM+CV) ± CS	297.10	-303.73	-17.85
0.90CM ± CS	181.87	314.54	-10.73

Tabla N° 15

Según la Norma de Concreto Armado E.060 tiene una cuantía mínima de acero se define de la siguiente manera:

ρ_{min} refuerzo horizontal : 0.20 % (dos capas)

ρ_{min} refuerzo vertical : 0.15 % (dos capas)

Se halló el acero horizontal y vertical tomando como referencia 1m de longitud de largo.

$$b=25\text{cm}, h=100\text{cm}$$

$$\text{As min horizontal: } 0.002 \cdot 25 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2$$

$$= 5/2 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8'' @ 0.20\text{m}$$

$$\text{As min vertical: } 0.0015 \cdot 25 \cdot 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$= 3.75/2 = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8'' @ 0.20\text{m}$$

Sin embargo la cantidad de acero mínima no es suficiente para soportar la máxima combinación de momentos flectores en los extremos de la placa, por lo que se dispuso de la siguiente distribución de acero en los núcleos:

$$\text{As-núcleos} = 4 \phi 5/8'' + 4 \phi 3/4'' = 19.36 \text{ cm}^2$$

Según esta nueva disposición de acero en la placa se construyó un diagrama de interacción en ambas direcciones.

Diagrama de interacción en la dirección Y:

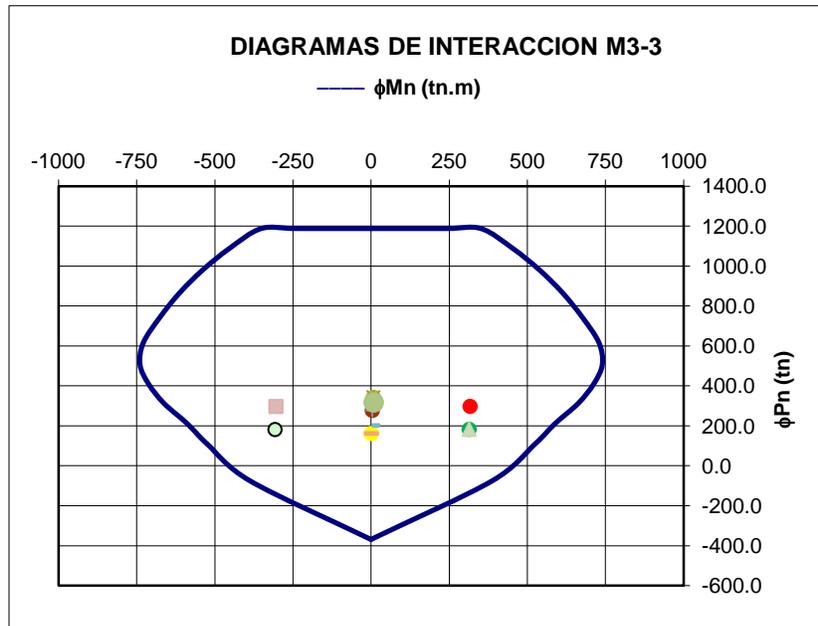


Figura 20. Diagrama de Interacción de Placa P4 – Dirección Y.

Diagrama de interacción en la dirección X:

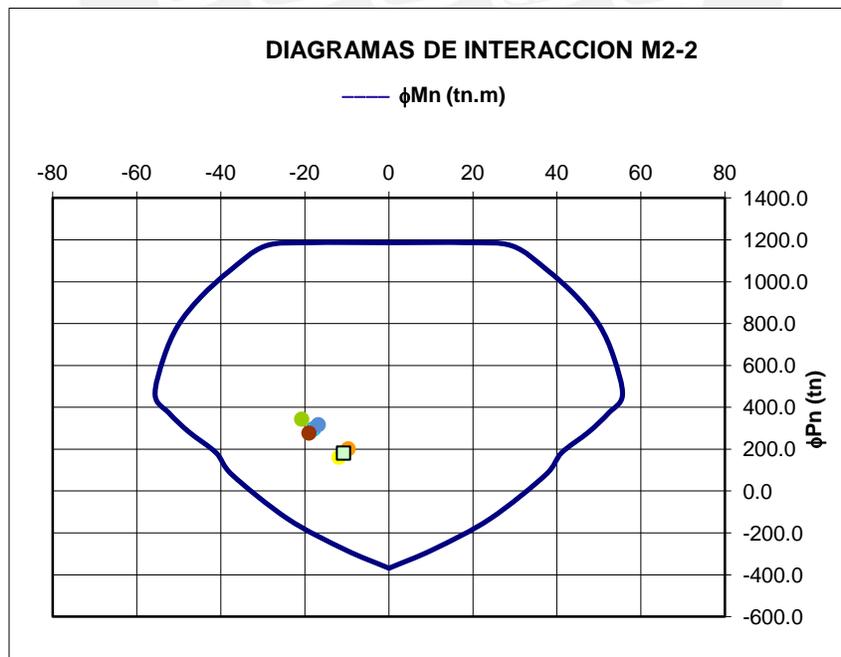


Figura 21. Diagrama de Interacción de Placa P4 – Dirección X.

Según el diagrama de interacción mostrado, la placa está correctamente diseñada empleando el refuerzo propuesto, ya que todos los puntos de las combinaciones de cargas están dentro del área del diagrama.

Diseño por corte:

La fuerza cortante de diseño está asociada a la carga axial que da el mayor momento nominal posible. En el diagrama de interacción siguiente se expuso las curvas de diseño (ϕM_n) y nominal (M_n), conjuntamente con los puntos (M_u ; P_u).

El segundo nivel es el más esforzado y la mayor fuerza cortante está en la dirección XX:

Combinación	P_u (tn)	M_n (tn.m)
MV	351.623	73
MV+SX	305.625	78
MV-SX	300.025	78
M+SX	183.457	80
M-SX	177.857	80

Tabla N° 16

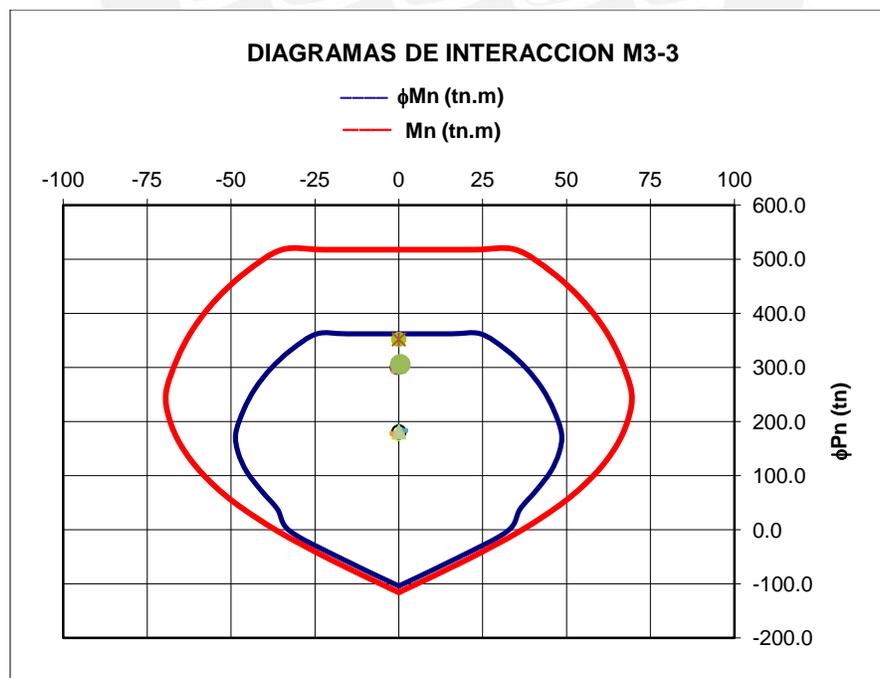


Figura 22. Diagrama de Interacción ϕM_n y M_n Placa P4 – Dir. X.

De la tabla tenemos que el mayor momento nominal es de 70 T-m; por lo tanto, la fuerza cortante última es:

$$V_u = (M_{n-sup} + M_{n-inf}) / L_n = (70 + 70) / 1.90 = 73.68 \text{ ton}$$

La fuerza cortante por capacidad del concreto es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \cdot 30 \cdot (0.80 \cdot 290) \cdot (1 + (0.0071 \cdot 183457) / (30 \cdot 75))$$

$$V_c = 25.10 \text{ ton}$$

La fuerza cortante por capacidad del acero es:

$$V_s = V_u / 0.85 - V_c$$

$$V_s = 73.68 / 0.85 - 25.10 = 61.60 \text{ ton}$$

Se utilizó un estribo de diámetro 3/8" según el refuerzo mínimo horizontal por lo que el área será:

$$A_v = 2 \cdot 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos será el siguiente:

$$S = (A_v \cdot f_y \cdot d) / V_s$$

$$S = (1.42 \cdot 4200 \cdot 0.80 \cdot 290) / 61600 = 22.46 \text{ cm}$$

El espaciamiento de los estribos según Norma E.060 21.4.5.3 es más conservador del obtenido por las fuerzas resistentes según fórmula, por lo que la distribución de estribos será la siguiente:

$$\phi 3/8": 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, \text{ Resto } @ 0.25$$

Por lo que la resistencia de fuerza cortante del acero es:

$$V_s = 1.42 \cdot 4200 \cdot 0.80 \cdot 290 / 10$$

$$V_s = 138.36 \text{ ton}$$

La resistencia V_n de la placa es:

$$V_n = 25.10 + 138.36 = 163.46 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 163.46 = 138.95 \text{ ton}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$138.95 \text{ ton} > 73.68 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

La disposición final del acero en la placa P-4 será de la siguiente manera:

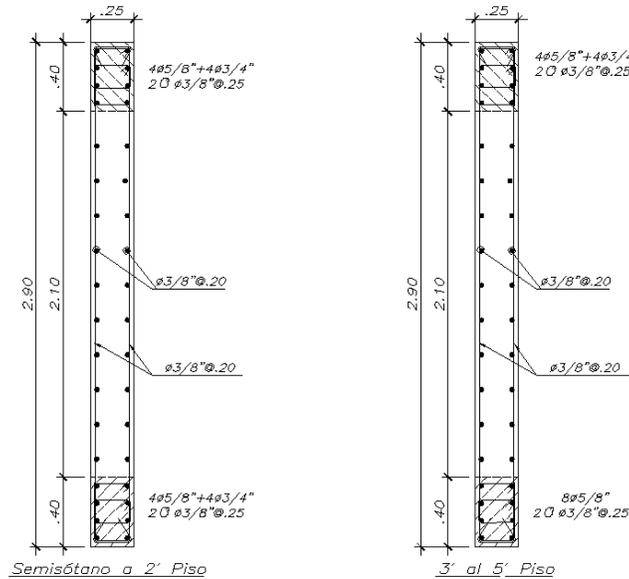


Figura 23. Desarrollo de Placa P4.

12.- DISEÑO DE LA CIMENTACION

La cimentación tiene como función transmitir las cargas de gravedad y de sismo al terreno de manera que no exceda la capacidad portante del suelo.

Se utilizaron zapatas aisladas centradas para las columnas centrales y cimentaciones excéntricas para las placas en los linderos del edificio. Para el caso de los muros en los linderos del edificio se utilizó cimiento corrido.

12.1. Análisis estructural

Para el dimensionamiento de la cimentación se utilizaron las cargas en servicio (sin amplificar) para no exceder el esfuerzo admisible del suelo; seguidamente se procedió con las verificaciones por corte, punzonamiento y flexión con las combinaciones de cargas obtenidas del análisis de la estructura.

Para el análisis estructural de la zapata se tomarán en cuenta las siguientes consideraciones:

- Capacidad admisible del suelo
- Profundidad de cimentación
- Estrato de apoyo
- Tipo de suelo para efectos sísmicos

12.2. Diseño de zapatas aisladas

Las zapatas serán dimensionadas utilizando las cargas en servicio (cargas axiales y momentos flectores que llegan de las columnas y placas) considerando que los esfuerzos generados en la zapata no excedan el esfuerzo admisible del suelo.

Se verificó con las cargas de gravedad y luego incluyendo las cargas de sismo. Según el artículo 15.2.4. de la Norma E.060 permite incrementar el esfuerzo admisible del suelo en 1,3 para los casos de análisis con cargas de sismo.

El diagrama esfuerzos últimos generados en la zapata por las combinaciones de cargas amplificadas se asumirá de forma lineal, por lo que los máximos esfuerzos se generaran en la fibra más alejada del eje centroidal en el plano de deformaciones en ambos ejes.

Para obtener el esfuerzo último se utiliza la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{My * X}{I_{yy}} = \frac{P}{BL} \pm \frac{6My}{BL^2}$$

Si consideramos cargas por sismo debemos dividir las fuerzas axiales y los momentos flectores entre 1.25 ya que las fuerzas de sismo que usamos en la Norma de Concreto Armado E.060 ya vienen amplificadas.

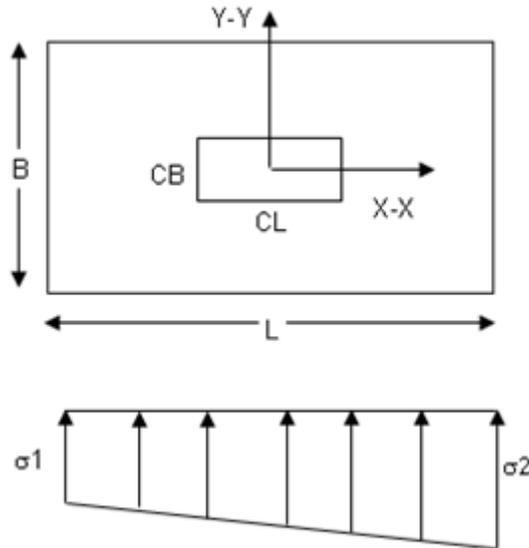


Figura 24. Diagrama de esfuerzos sobre zapata.

12.2.1. Diseño por Corte

Para el diseño por corte se debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\Phi V_n \geq V_u$$

La resistencia por corte del concreto es:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

- b: ancho en la dirección en que se está analizando
- d: peralte efectivo
- f'_c : resistencia del concreto en compresión

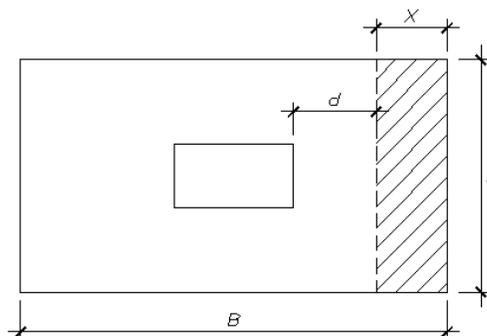


Figura 25. Dimensiones para verificación por corte.

La cortante última para diseño es:

$$V_u = \sigma_u * L * x$$

Donde:

- σ_u = Esfuerzo último de diseño obtenido del mayor de las combinaciones
- L, B = Ancho en la dirección de diseño

Si esta ecuación $V_u > \phi V_c$ no se cumple se probará aumentando el peralte efectivo de la zapata

12.2.2. Diseño por Punzonamiento

Para el diseño por punzonamiento se debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

La resistencia por corte del concreto es:

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

Donde:

- b_o : perímetro del área de zona de falla limitada a $d/2$ de cada una de las caras de la columna
- d : peralte efectivo
- f'_c : resistencia del concreto en compresión

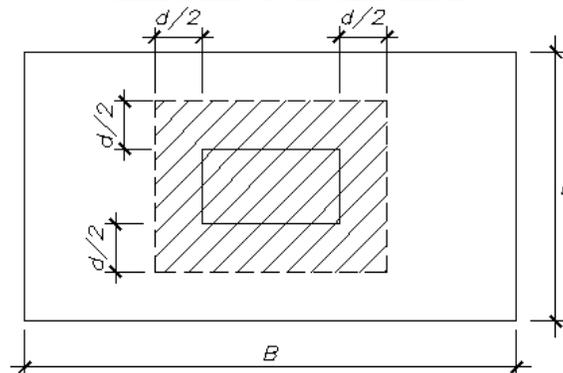


Figura 26. Dimensiones para verificación por punzonamiento.

El punzonamiento último para diseño es:

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

Donde:

- σ_u = Esfuerzo último de diseño obtenido del mayor de las combinaciones
- A_{total} = Área total de la zapata
- A_o = Área de zona de falla limitada a $d/2$ de cada una de las caras de la columna

Si esta ecuación $\Phi V_n \geq V_u$ no se cumple se probará aumentando el peralte efectivo de la zapata

12.2.3. Diseño por Flexión

El procedimiento de diseño por flexión de la zapata se calculó igual al cálculo por flexión para una viga. Si bien el comportamiento de una zapata es en dos direcciones, el cálculo del refuerzo longitudinal se hará para cada dirección

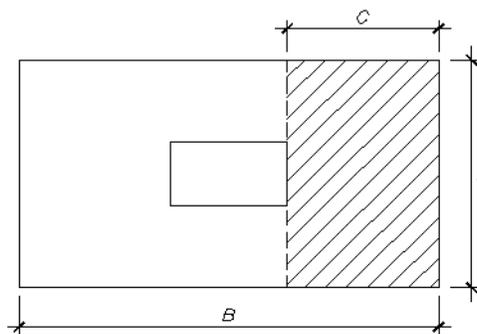


Figura 27. Dimensiones para diseño por flexión.

El momento último es:

$$M_u = \sigma_u * \frac{C^2}{2} * L$$

Donde:

- σ_u = Esfuerzo último de diseño obtenido del mayor de las combinaciones
- C = Distancia desde el borde de la columna hasta el borde de la zapata.

- L, B = Ancho de la sección en la dirección de análisis.

12.3. Ejemplo de Diseño de Zapata

Para el diseño de la zapata utilizaremos como ejemplo la cimentación de la columna C-2

Consideraciones del tipo de suelo:

- El estrato del apoyo de la cimentación es suelo gravoso, no plástico semicompactado.
- El tipo del suelo según Norma Sismorresistente es Tipo S1
- Profundidad de cimentación $D_f=1.20\text{m}$
- Capacidad admisible del terreno $\sigma\text{-adm} = 4 \text{ Kg/cm}^2$

Dimensionamiento de cimentación:

Para calcular las dimensiones de la zapata se utilizarán las cargas en servicio de las fuerzas actuantes en la columna: Carga Muerta, Carga Viva y Cargas de Sismo

Se muestran las cargas en Servicio actuantes en la columna C-2 a nivel del sótano.

	Axial (ton)	Mx-x (t-m)	My-y (t-m)
CM	198.25	0.09	0.22
CV	40.87	0.05	0.05
CS x-x (*)	2.24	0.38	--
CS y-y (*)	0.21	--	0.33

Tabla N° 17

(*) Las cargas de sismo en servicio fueron obtenidos dividiendo entre 1.25, los resultados de las cargas de sismo en el modelo estructural.

De la tabla observamos que las cargas axiales por carga muerta y viva son las que predominan respecto a los momentos flectores; por lo que utilizaremos para el predimensionamiento las cargas axiales.

La suma de las cargas axiales en servicio en ambas direcciones no deberá exceder el esfuerzo admisible del suelo.

El área de las zapata se obtiene de la relación:

$$\sigma\text{-adm} = F/A$$

Donde:

$\sigma\text{-adm}$: Esfuerzo admisible del terreno

F : Carga axial total en servicio

A : Área de la zapata

Dirección X-X

$$P_{\text{servicio}} = 198.25 + 40.87 + 2.24 = 241.36 \text{ ton}$$

$$\sigma\text{-adm} = 40 \text{ ton/m}^2$$

De la fórmula:

$$40 = 241.36 / A$$

$$A_{x-x} = 241.36/40 = 6.03 \text{ m}^2$$

Dirección Y-Y

$$P_{\text{servicio}} = 198.25 + 40.87 + 0.21 = 239.33 \text{ ton}$$

$$\sigma\text{-adm} = 40 \text{ ton/m}^2$$

De la formula:

$$40 = 239.33 / A$$

$$A_{y-y} = 239.33/40 = 5.98 \text{ m}^2$$

Se observa que el área requerida en la dirección X-X es mayor respecto a la dirección Y-Y por lo que el área de dimensión de la zapata es $A_{x-x} = 6.03 \text{ m}^2$.

La dimensión de la zapata de la columna C-2 es:

$$B = 2.95 \text{ m}$$

$$L = 2.50 \text{ m}$$

El área de la zapata es: $A_{C-2} = B \cdot L$

$$A_{C-2} = 2.95 \times 2.50 = 7.25 \text{ m}^2$$

$$A_{C-2} > A_{x-x}$$

$$7.25 \text{ m}^2 > 6.03 \text{ m}^2 \text{ CUMPLE}$$

Diseño por Corte

Sabemos que el peralte mínimo para una zapata aislada que soporta cargas de gravedad y de sismo es de 50 o 60 cm.

Utilizaremos el peralte mínimo de 60 cm. para un primer intento de diseño de cortante.

La resistencia por corte del concreto de la zapata es:

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

Donde:

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = \text{ancho referencial de } 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$H = \text{Peralte de la zapata (H = 60 cm)}$$

$$d = \text{peralte efectivo de la zapata} = H - 10 \text{ cm (d = 50 cm)}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 50$$

$$\Phi V_c = 32\,641 \text{ Kg} = 32.6 \text{ ton / ml}$$

La cortante última de diseño V_u es:

$$V_u = \sigma_u \cdot L \cdot X$$

Donde:

$$\sigma_u = 51.70 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 1.00 \text{ m}$$

X = Distancia del borde de la zapata hasta “d” de la cara de la columna en la dirección de análisis = 0.60 m

$$V_u = 51.7 \cdot 1 \cdot 0.6 = 31.02 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c > V_u \text{ CUMPLE}$$

Diseño por Punzonamiento

Utilizaremos el peralte mínimo de 60 cm. para un primer intento de diseño de cortante.

La resistencia por punzonamiento del concreto de la zapata es:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_o = 410 \text{ cm}$$

$$H = \text{Peralte de la zapata (H = 60 cm)}$$

$$d = \text{peralte efectivo de la zapata} = H - 10 \text{ cm (d = 50 cm)}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 410 \cdot 50$$

$$\Phi V_c = 267\,663 \text{ Kg} = 267 \text{ ton}$$

La cortante última de diseño V_u es:

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

Donde:

$$\sigma_u = 51.70 \text{ ton/m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 7.38 \text{ m}^2$$

$$A_o = 1 \text{ m}^2$$

$$V_u = 51.7 \cdot (7.38 - 1) = 329 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c < V_u \text{ NO CUMPLE}$$

El peralte de 60 cm de la zapata no cumple con el esfuerzo de punzonamiento, por lo que utilizamos el peralte de 80 cm.

La resistencia por punzonamiento del concreto de la zapata es:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_o = 490 \text{ cm}$$

H = Peralte de la zapata (H = 80cm)

d = peralte efectivo de la zapata = H - 10cm (d = 70cm)

$$\Phi V_c = 447\,845 \text{ Kg} = 448 \text{ ton}$$

La cortante última de diseño Vu es:

Donde:

$$\sigma_u = 51.70 \text{ ton/m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 7.38 \text{ m}^2$$

$$A_o = 1.45 \text{ m}^2$$

$$V_u = 51.7 * (7.38 - 1.45) = 306 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c > V_u \text{ CUMPLE}$$

Diseño por Flexión

Para el diseño por flexión se utilizó el Mu en cada dirección de análisis con la siguiente fórmula:

$$M_u = \sigma_u * c^2 / 2 * L$$

Donde:

$$\sigma_u = 51.70 \text{ ton/m}^2$$

$$c = 1.10 \text{ m}$$

$$L = \text{Ancho referencial} = 1.00 \text{ m}$$

$$M_u = 51.7 * 1.12/2 * 1.0$$

$$M_u = 31.27 \text{ ton-m}$$

Para la obtención del acero se siguió el procedimiento del diseño por flexión de una viga.

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$A_s = 12.07 \text{ cm}^2$$

La distribución del acero será de la siguiente manera:

$$12.07 * (20/100) = 2.41 \text{ cm}^2 = \Phi 3/4"@0.20\text{m}$$

Por lo tanto la distribución de acero en ambos sentidos es:

$$\text{Dirección X} = 2.50 / .20 = 13 \Phi 3/4''$$

$$\text{Dirección Y} = 2.95 / .20 = 15 \Phi 3/4''$$

La disposición final de la zapata es:

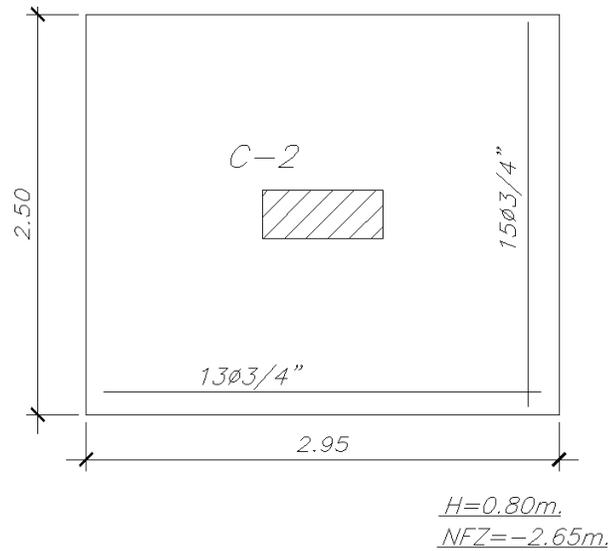


Figura 28. Desarrollo de zapata de columna C2.

13.- DISEÑO DE MUROS DE SEMISÓTANO

Los muros de semisótano son elementos verticales que ayudan a resistir el empuje del suelo en reposo y la sobrecarga en el área de influencia.

13.1. Análisis estructural

Para el análisis de los muros de sótano se debe tener los siguientes datos:

- γ : Peso por unidad de volumen del suelo (ton/m^3)
- Φ : Ángulo de fricción del suelo
- K_0 : Coeficiente de empuje del suelo en reposo

El muro se diseñará como una viga simplemente apoyada con un ancho efectivo de 1m, además se tomará la fuerza horizontal por el empuje del suelo como una carga distribuida creciente desde la superficie del terreno hasta la profundidad del cimiento del muro.

Dado que el cimiento del muro no tiene un ancho considerable como para desarrollar flexión en el volado se asume que es un apoyo simple ya que no existiría restricción al giro. Lo mismo sucede para el techo del semisótano.

13.2. Diseño por flexión

El diseño por flexión para el muro de semisótano se calculará igual que el diseño por flexión de una viga.

La fuerza del empuje del suelo depende de la profundidad del muro, del peso por unidad de volumen del suelo y el coeficiente de reposo.

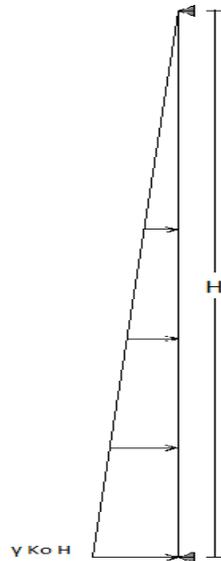


Figura 29. Diagrama de fuerzas de empuje del terreno.

Según la Norma de Concreto Armado E.060 el fierro mínimo para muros es el siguiente:

Cuantía horizontal: $p_{hor} = 0.0020$ $A_s \text{ min} = 0.0020 \cdot b \cdot t$

Cuantía vertical: $p_{vert} = 0.0015$ $A_s \text{ min} = 0.0015 \cdot b \cdot t$

Siendo el $b \cdot t$ referente a la sección bruta.

13.3. Diseño por cortante

El diseño por corte para el muro de semisótano se calculará igual que el diseño por corte de una viga cumpliendo con la siguiente ecuación:

$$\Phi V_c \geq V_u$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante última a "d" de la cara amplificada a 1.7 veces la fuerza cortante por la presión de tierra.

La resistencia por corte del concreto es:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

- b: ancho en la dirección en que se está analizando
- d: peralte efectivo
- $f'c$: resistencia del concreto en compresión

Si no se cumple con la ecuación se aumentara el peralte efectivo del muro hasta cumplir con la condición.

13.4. Ejemplo de Diseño de Muro

Para el diseño del muro se tomaran los siguientes datos:

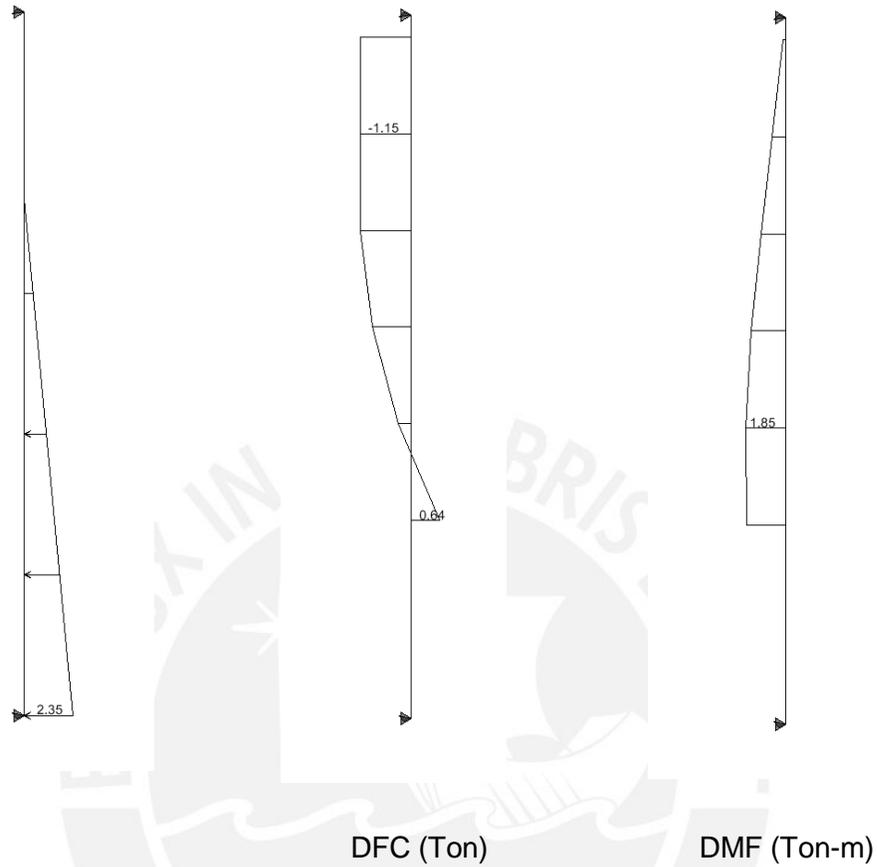
$$\gamma = 2 \text{ ton/m}^3$$

$$K_o = 0.50$$

$$H = 2.35\text{m}$$

La presión en la base del muro es:

$$\gamma K_o H = 2 * 0.5 * 2.35 = 2.35 \text{ ton/m}^2$$



Verificación por Cortante

Tomaremos el espesor del muro con un ancho de 25cm, por lo que la resistencia al corte del muro es:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d$$

Donde:

- b = 100cm
- d = 22cm (zona superior del muro)
- f'c = 210 Kg/cm²

De acuerdo al diagrama de Fuerza Cortante observamos que la fuerza cortante a “d” de la cara de los apoyos del muro

$$V_u = 1.15 \text{ ton}$$

La resistencia a la cortante

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 22$$

$$\Phi V_c = 14.36 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c > V_u \text{ CUMPLE}$$

Verificamos que el espesor de 25cm del ancho de muro cumple con la resistencia al corte.

El ancho del muro es variable de 25cm sobre el nivel del terreno y 30cm bajo el nivel del terreno debido a la junta sísmica.

Diseño por Flexión

Se calcula el acero mínimo del muro:

$$b = 100 \text{ cm (ancho referencial)}$$

$$t = 30 \text{ cm}$$

Cuantía horizontal: $p_{hor} = 0.0020$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0020 \cdot b \cdot t$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0020 \cdot 100 \cdot 30 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (dos capas)}$$

$$1 \text{ capa} = 3 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 3/8'' @ 0.20$$

Cuantía vertical: $p_{vert} = 0.0015$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot b \cdot t$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 30 = 4.5 \text{ cm}^2 \text{ (dos capas)}$$

$$1 \text{ capa} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 3/8'' @ 0.25$$

Para el diseño utilizamos la distribución de acero vertical y horizontal $\Phi 3/8'' @ 0.20$.

De acuerdo al diagrama de momentos flectores el máximo momento flector es:

$$M_u = 1.85 \text{ ton.m}$$

De acuerdo a la distribución del acero mínimo en el muro la resistencia al momento flector es:

$$\Phi 3/8'' @ 0.20\text{m}$$

$$\Phi M_n = 3.18 \text{ ton.m}$$

$$\Phi M_n > M_u \text{ CUMPLE}$$

Verificamos que la distribución de acero cumple con los momentos requeridos en flexión por el empuje de tierra.

La disposición final del muro es:

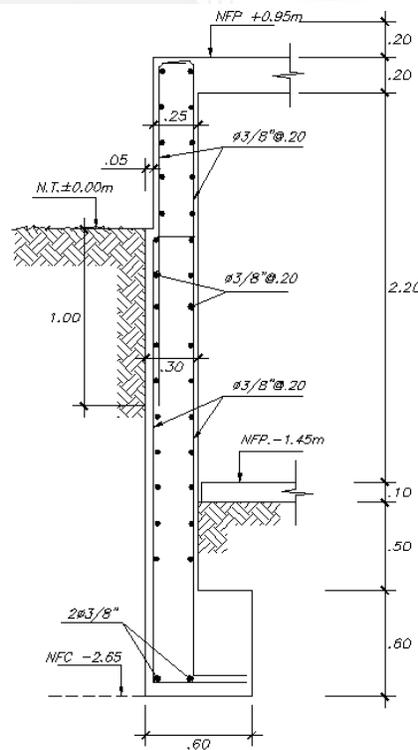


Figura 30. Desarrollo de corte de muro de semisótano.

14.- DISEÑO DE CISTERNA

La cisterna está compuesto por muros de concreto armado que sirven básicamente para contener las presiones del agua en su interior y presiones del suelo en caso la cisterna se encuentre enterrada y completamente vacía.

14.1. Análisis estructural

El diseño de estos muros es similar al diseño de muros de sótano teniendo en consideración para el diseño las peores condiciones en el que el muro pueda estar sometido. Así, por ejemplo, si se trata de muros colindantes con el terreno se deberá diseñar cuando la cisterna se encuentre totalmente vacía ya que solo estará actuando el empuje del terreno, mientras que si se trata de un muro interior divisorio se deberá diseñar para una cisterna hasta el nivel máximo de agua que esta pueda contener.

Para el diseño de la tapa de la cisterna se tomará en cuenta el diseño de un paño de losa maciza teniendo en cuenta la sobrecarga con que estará sometida.

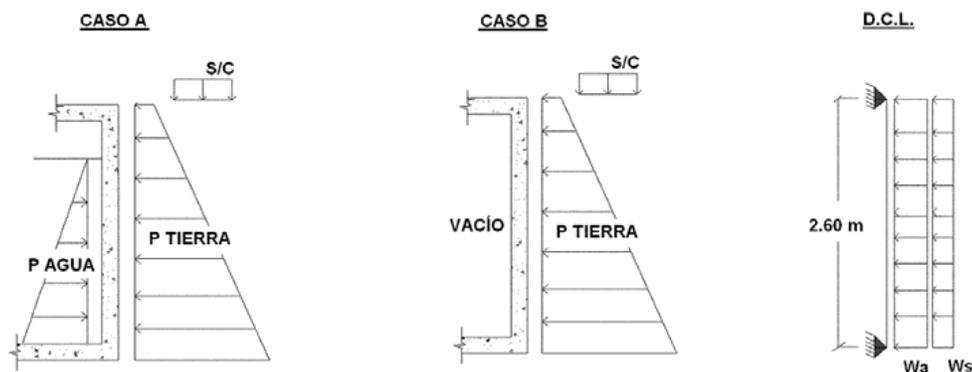


Figura 31. Diagrama de fuerzas de empujes de agua y tierra.

14.2. Diseño por flexión

El diseño por flexión para el muro de cisterna se calculó igual que el diseño por flexión de un muro de sótano; y para el diseño de la tapa de la cisterna se calculará igual que una losa maciza de concreto armado.

14.3. Diseño por cortante

El diseño por corte para el muro de cisterna se calculó igual que el diseño por corte de un muro de sótano.

14.4. Ejemplo de Diseño de Cisterna

La cisterna se diseñó en dos partes, los muros para la contención del agua y la tapa de la cisterna. Debido a la ubicación de la cisterna las placas P-3 y P-5 forman parte de los muros de contención de la cisterna.

La cisterna tiene una dimensión de 3.70 x 5.70 m. y una altura libre de 1.60 m.

14.4.1 Diseño de Muro de Cisterna

Para el diseño del muro de la cisterna se tomó el peor caso de empuje del muro, el empuje de la tierra cuando la cisterna está vacía. Se tomaran los siguientes datos del terreno:

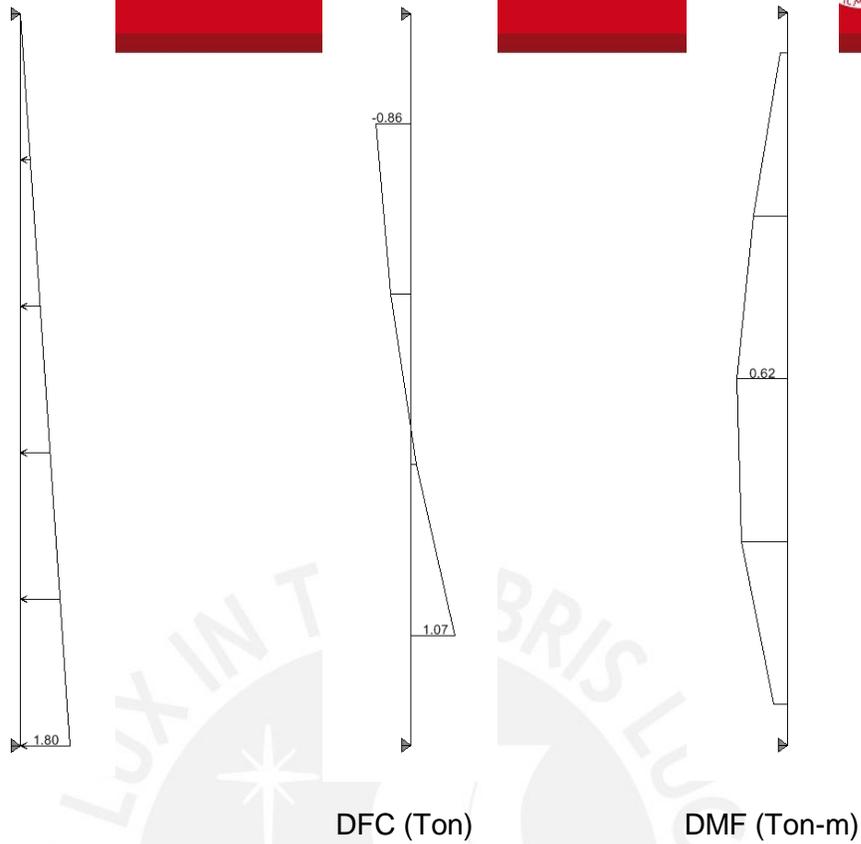
$$\gamma = 2 \text{ ton/m}^3$$

$$K_o = 0.50$$

$$H = 1.80\text{m (altura desde el eje de la losa inferior hasta el eje de la losa superior)}$$

La presión en la base del muro es:

$$\gamma K_o H = 2 * 0.5 * 1.80 = 1.80 \text{ ton/m}^2$$



Verificación por Cortante

Tomamos el espesor de la placa con ancho de 20cm, por lo que la resistencia al corte del muro es:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d$$

Donde:

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 17\text{cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo al diagrama de Fuerza Cortante observamos que la fuerza cortante a “d” de la cara de los apoyos del muro

$$V_u = 1.07 \text{ ton}$$

La resistencia a la cortante

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17$$

$$\Phi V_c = 11.1 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c > V_u \text{ CUMPLE}$$

Verificamos que el espesor de 20cm del ancho de muro cumple con la resistencia al corte.

Diseño por Flexión

Se calcula el acero mínimo del muro de acuerdo a la Norma E.060:

$$A_s \text{ min} = 0.0025 \cdot b \cdot t$$

Donde:

$$b = 100 \text{ cm (ancho referencial)}$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

Cuantía mínima: $\rho_{\text{hor}} = 0.0025$

$$A_s \text{ min} = 0.0025 \cdot b \cdot t$$

$$A_s \text{ min} = 0.0025 \cdot 100 \cdot 20 = 5 \text{ cm}^2 \text{ (dos capas)}$$

$$1 \text{ capa} = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 3/8'' @ 0.20$$

Para el diseño utilizaremos la distribución de acero vertical y horizontal $\Phi 3/8'' @ 0.20$.

De acuerdo al diagrama de momentos flectores el máximo momento flector es:

$$M_u = 0.62 \text{ ton.m}$$

De acuerdo a la distribución del acero mínimo en el muro la resistencia al momento flector es:

$$\Phi 3/8'' @ 0.20 \text{m}$$

$$\Phi M_n = 3.18 \text{ ton.m}$$

$$\Phi M_n > M_u \text{ CUMPLE}$$

Verificamos que la distribución de acero cumple con los momentos requeridos en flexión por el empuje de tierra.

14.4.2 Diseño de Tapa de Cisterna

Para el diseño de la tapa de la cisterna se modeló como elemento tipo Shell para obtener las fuerzas en ambos sentidos.

Se utilizó una tapa de concreto armado de 20cm de espesor

Metrado de cargas:

Losa Maciza h=20cm : 480 Kg/m²

Piso terminado : 100 Kg/m²

Sobrecarga : 250 Kg/m²

$$\omega_{cm} = 480 + 100 = 580 \text{ Kg/m}^2 = 0.58 \text{ ton/m}^2$$

$$\omega_{cv} = 250 = 250 \text{ Kg/m}^2 = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

Diseño por flexión:

Para el diseño por flexión se halló primero la cantidad de acero mínimo para una losa maciza de 0.20 m de espesor y un ancho referencial de 1m.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times B \times H$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min (dos capas)} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min (una capa)} = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = \phi 3/8'' @ .20 \text{ m (acero corrido en ambos sentidos)}$$

Diagrama de momento flector (DMF):

Momento máximo en la tapa de la cisterna.

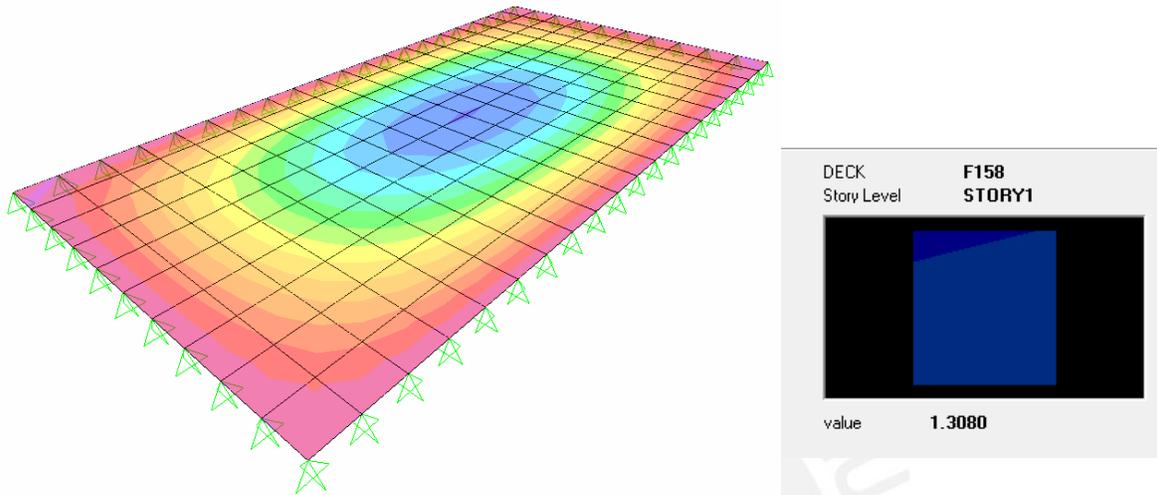


Figura 32. Modelo de tapa de cisterna - DMF

Momento positivo:

$$Mu = 1.30 \text{ ton-m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}, Ku = 4.50$$

$$As = 2.05 \text{ cm}^2, 2.05 / 5 = 0.41 @ 0.20\text{m}$$

Colocamos 3/8" @ 0.20m

$$As\text{-colocado} = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$\phi Mn = 2.23 \text{ ton-m}$$

$$\phi Mn > Mu \text{ OK}$$

Diseño por corte:

Diagrama de Fuerza Cortante (DFC):

Fuerza cortante máximo en la tapa de la cisterna.

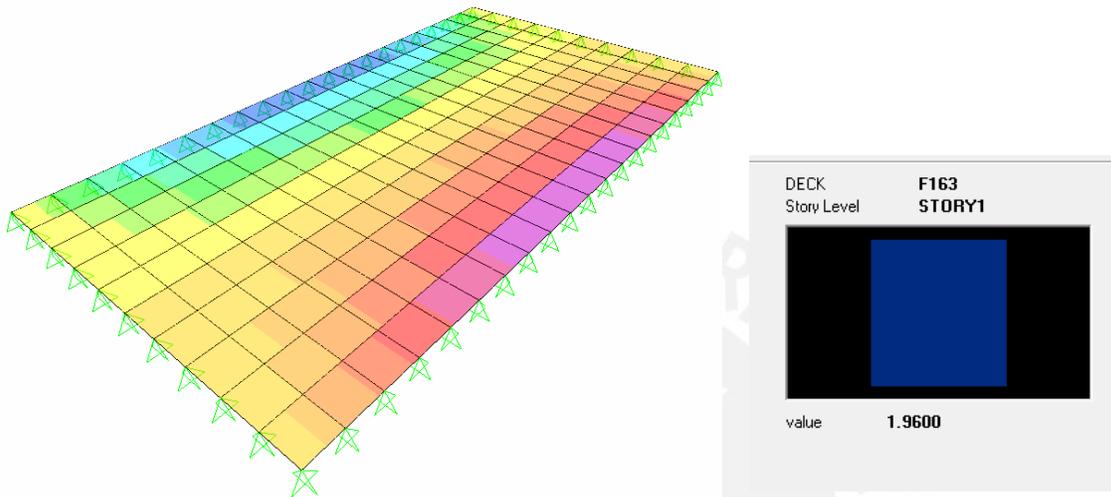


Figura 33. Modelo de tapa de cisterna - DFC

Resistencia nominal por corte:

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 * \sqrt{f'c} * b * d)$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 11.10 \text{ ton}$$

Vu a la cara de apoyo

$$Vu = 1.96 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > Vu \quad \text{OK}$$

La disposición final de la cisterna es:

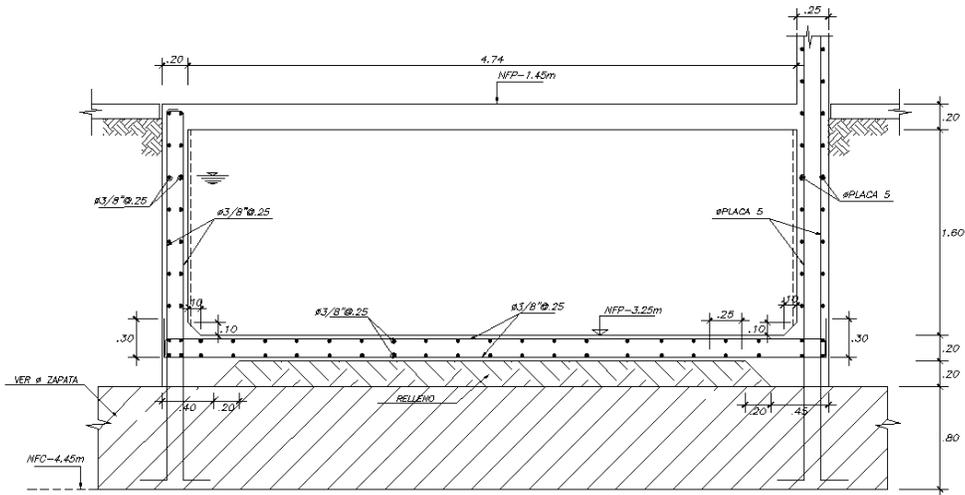
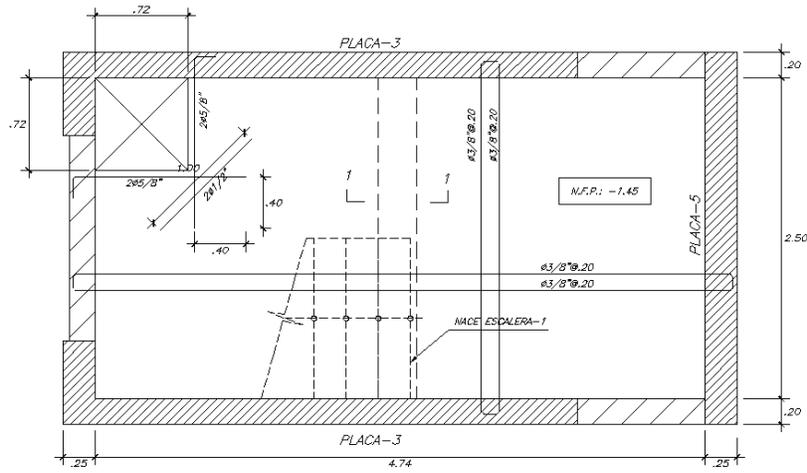


Figura 34. Desarrollo de corte de muros de cisterna.



ENCOFRADO TAPA DE LA CISTERNA
LOSA MACIZA $h=20$ ($S/C = 250 \text{ Kg/m}^2$)
ESCALA 1/25

Figura 35. Encofrado de tapa de cisterna.

15.- DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos que sirven para conectar niveles en un edificio.

15.1. Análisis estructural

Para el diseño de escaleras se tomó en cuenta el diseño de una aligerado en un solo sentido o el diseño de una viga chata simplemente apoyado.

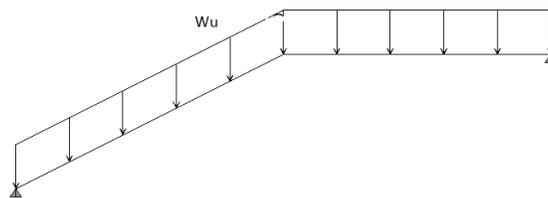


Figura 36. Diagrama de fuerzas para escalera.

15.2. Diseño por flexión

El diseño por flexión de la escalera se calculará igual que el diseño por flexión de una viga.

Según la Norma de Concreto Armado E.060 la cuantía mínima de acero es de 0.0018

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

Donde:

b: ancho de diseño

d: peralte efectivo

Para simplificaciones de diseño por flexión, se asumió que la altura de la sección es igual a la garganta de la escalera.

15.3. Diseño por cortante

El diseño por corte de escalera se calculó igual que el diseño por corte de una viga cumpliendo con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Si no se cumple con la ecuación se aumentará el peralte efectivo de la escalera hasta cumplir con la condición.

15.4. Ejemplo de Diseño de Escalera

La escalera se diseñó como una viga simplemente apoyada de dos tramos como se muestra en la fig. 36.

Se utilizó una escalera de concreto armado de 15cm de espesor en la garganta con pasos de 25cm. de ancho y contrapasos de 18cm. de altura.

Se consideró para el peso de la escalera la equivalencia de una losa maciza de 20cm de espesor.

Metrado de cargas:

Escalera-garganta de 15cm.: 480 Kg/m²

Piso terminado : 100 Kg/m²

Sobrecarga : 250 Kg/m²

$$\omega_{cm} = 480 + 100 = 580 \text{ Kg/m}^2 = 0.58 \text{ ton/m}^2$$

$$\omega_{cv} = 250 = 250 \text{ Kg/m}^2 = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

Diseño por flexión:

Para el diseño por flexión se halló primero la cantidad de acero mínimo para una losa maciza de 0.15 m de espesor y un ancho referencial de 1m.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times B \times H$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

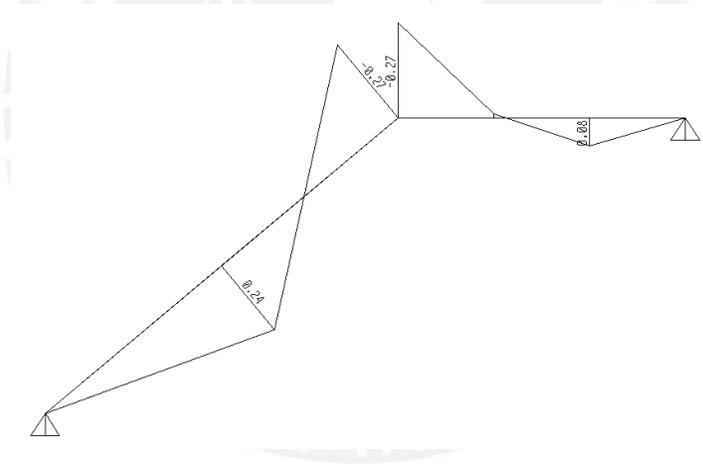
$$H = 15 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min (dos capas)} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min (una capa)} = 1.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = \phi \text{ 3/8"} @ .25 \text{ m (acero corrido en ambos sentidos)}$$

Diagrama de momento flector (DMF):



Momento positivo:

$$M_u = 0.27 \text{ ton-m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}, K_u = 1.88$$

$$A_s = 0.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocamos 3/8" @ 0.25cm

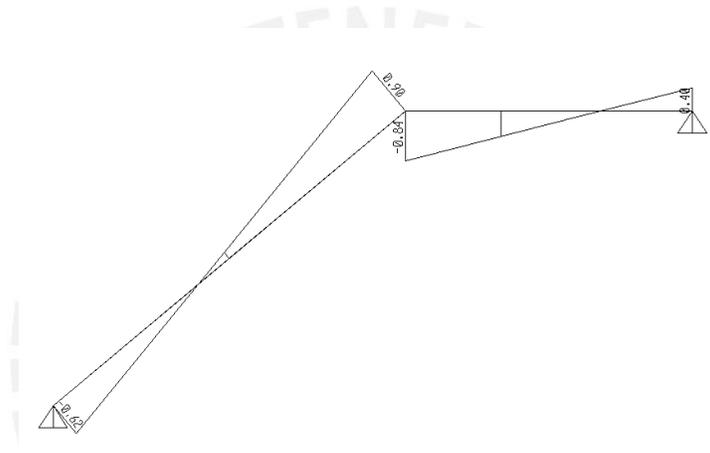
$$A_s\text{-colocado} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$\phi M_n = 1.25 \text{ ton-m}$$

$$\phi M_n > M_u \quad \text{OK}$$

Diseño por corte:

Diagrama de Fuerza Cortante (DFC):



Resistencia nominal por corte:

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 * \sqrt{f'c} * b * d)$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 11.10 \text{ ton}$$

V_u a la cara de apoyo

$$V_u = 1.96 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \text{OK}$$

La disposición final de la escalera es:

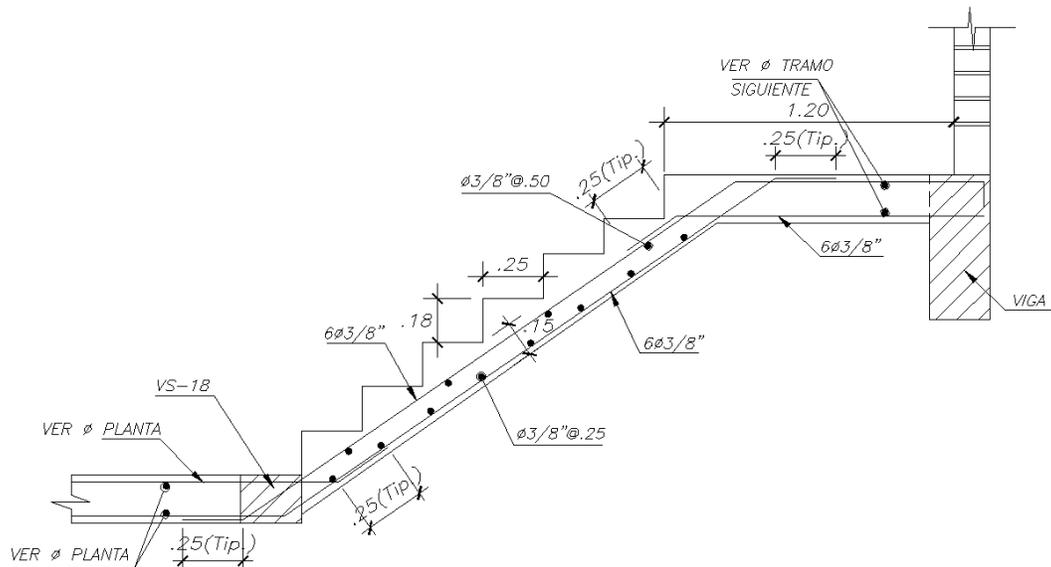


Figura 37. Desarrollo de escalera.

16.- DISEÑO DE CALZADURAS

Las calzaduras son muros de gravedad de concreto pobre que se ubican debajo de las cimentaciones vecinas para contener el empuje lateral del terreno y las fuerzas verticales de muros o columnas de los edificios vecinos.

16.1. Análisis estructural

Para el diseño de calzaduras se verificó por deslizamiento y por volteo con un factor de seguridad de $FS = 1$ ya que es una obra provisional.

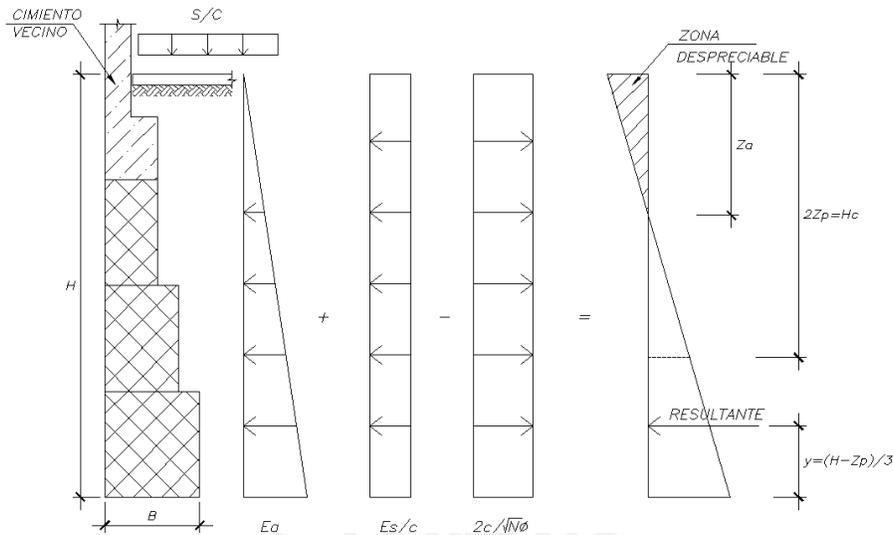


Figura 38. Diagramas de fuerzas de empuje y cohesión del terreno - Calzaduras.

16.2. Diseño por deslizamiento

Para el diseño por deslizamiento se tomó en consideración las fuerza horizontales actuantes (Empuje del terreno y Empuje s/c) y resistentes (Cohesión y Fuerza de fricción). La relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes debe ser mayor a 1.

16.3. Diseño por volteo

Para el diseño por volteo se tomó en consideración los momentos actuantes (Empuje del terreno y Empuje s/c) y resistentes (Cohesión, peso del concreto, peso del terreno y peso actuante en el cimiento del vecino). La relación entre los momentos resistentes y los momentos actuantes debe ser mayor a 1.

16.4. Ejemplo de Diseño de Calzada

Para el diseño de calzaduras se consideró dos cohesiones de 0.0 Kg/cm². y 0.3 Kg/cm².

Además se consideró lo siguiente para un suelo típico de Lima:

- Coeficiente de empuje activo $K_a = 0.33$
- Coeficiente de fricción $\mu = 0.45$
- Densidad del suelo $\gamma = 2.0 \text{ ton/m}^3$
- Cohesión $c = 0.0 \text{ Kg/cm}^2, 0.3 \text{ Kg/cm}^2$

Además se consideró lo siguiente:

- Densidad del concreto calzada $\gamma = 2.2 \text{ ton/m}^3$
- Profundidad de cimentación vecina $= 1 \text{ m.}$
- Ancho de cimentación vecina $= 0.50 \text{ m.}$
- Sobrecarga $= 200 \text{ Kg/m}^2$
- Densidad promedio Suelo-Concreto $\gamma' = 2.1 \text{ ton/m}^3$

Se diseñó la calzada a una profundidad de -2.65m ; por lo que se obtuvo los siguientes empujes:

$$E_a = K_a \cdot \gamma \cdot H$$

$$E_a = 0.33 \cdot 2.0 \cdot 2.65 = 1.75 \text{ ton/m}$$

$$E_{s/c} = K_a \cdot W_{s/c}$$

$$E_{s/c} = 0.33 \cdot 0.20 = 0.07 \text{ ton/m}$$

$$E_c = 2c / \sqrt{(N_\phi)}$$

Para $c = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$. $E_c = 2 \cdot 3.0 / \sqrt{(1/0.33)} = 3.45 \text{ ton/m.}$

Para $c = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$. $E_c = 2 \cdot 0.0 / \sqrt{(1/0.33)} = 0.0 \text{ ton/m.}$

Por lo tanto el empuje en la base de la calzada es:

$$E\text{-resultante } (c=0.3\text{Kg/cm}^2) = E_a + E_{s/c} - E_c = 1.75 + 0.07 - 3.45 = - 1.63 \text{ ton/m}$$

$$E\text{-resultante } (c=0.0\text{Kg/cm}^2) = E_a + E_{s/c} - E_c = 1.75 + 0.07 = 1.82 \text{ ton/m}$$

Debido a que el empuje resultante en la base de la calzada es negativo, los empujes del suelo y sobrecarga son despreciables; por lo tanto se consideró, para el desarrollo del ejemplo, la cohesión $c = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$. para el diseño de la calzada.

$$Fact = E_a \cdot H/2 + E_{s/c} \cdot H$$

$$Fact = 1.75 \cdot 2.65/2 + 0.07 \cdot 2.65 = 2.50 \text{ ton}$$

$$Mact = E_a \cdot H^2/6 + E_{s/c} \cdot H^2/2$$

$$Mact = 1.75 \cdot 2.65^2/6 + 0.07 \cdot 2.65^2/2 = 2.29 \text{ ton-m}$$

Tomamos el factor de seguridad $FS = 1$ para volteo y deslizamiento debido a que es una obra provisional, por lo que obtuvimos el ancho necesario de la calzada con las siguientes fórmulas:

$$B_{\text{volteo}} = \sqrt{\frac{FS_v * M_{act} * 2}{\gamma' * H + s/c}}$$

$$B_v = \sqrt{\frac{1 * 2.29 * 2}{2.1 * 2.65 + 0.20}} = 0.89 \approx 0.90 \text{ m.}$$

$$B_{\text{deslizamiento}} = \sqrt{\frac{FS_d * Fact}{\mu (\gamma' * H + s/c)}}$$

$$B_d = \sqrt{\frac{1 * 2.50}{0.45 (2.1 * 2.65 + 0.20)}} = 0.98 \approx 1.00 \text{ m.}$$

Por lo tanto el ancho de la calzada en la base es $B = 1.00 \text{ m.}$

La disposición final de la calzada es:

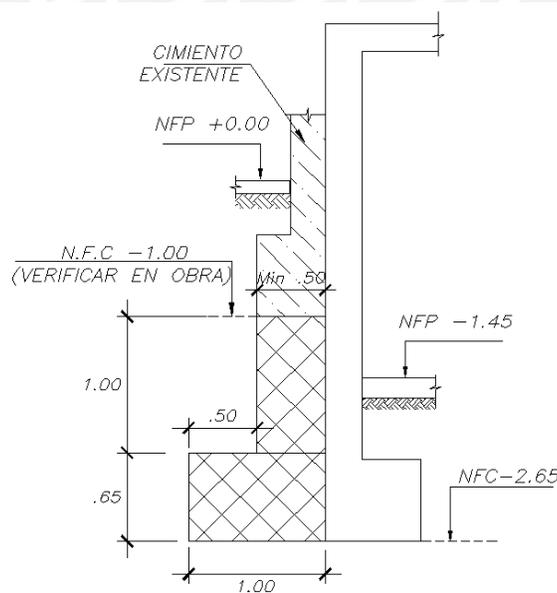


Figura 39. Corte de calzada.

17. CONCLUSIONES

- Se tomó, para la estructuración del edificio, muros de corte de concreto armado en lugar de muros portantes de ladrillos de arcilla; esto con el fin de obtener más rigidez en el edificio.
- La estructuración del edificio conformada por muros de corte y pórticos de concreto armado logra mantener los desplazamientos máximos y derivas dentro de los límites permitidos según la Norma Sismorresistente E.030.
- Los periodos fundamentales de vibración del edificio en cada dirección son las esperadas para edificios de pequeña altura.

$$T_x = 0.11 \text{ s}, T_y = 0.58 \text{ s}$$

Se obtuvo que el periodo de vibración en la dirección X es mucho menor que el periodo de vibración en la dirección Y; esto debido a la presencia de los muros cortantes en la dirección X proporcionando mayor rigidez respecto a la dirección Y formada por la combinación de pórticos y muros de corte.

- Las fórmulas usadas para el pre-dimensionamiento de losas aligeradas son adecuadas para tramos de luces mayores de 4m. y en losas macizas para tramos mayores de 8m. En los encofrados de los techos se utilizaron espesores de 20cm y 25cm. para losas aligeradas y 20cm. para losas macizas en todas las plantas, para tener un comportamiento de diafragma rígido en todos los niveles. Los tramos de losas macizas fueron propuestas para obtener mayor rigidez en planta debido a las esquinas entrantes del edificio planteadas por arquitectura.
- El dimensionamiento de la sección de las vigas peraltadas y columnas son aproximadas a las dimensiones requeridas para el diseño estructural debido a las fuerzas de gravedad y fuerzas horizontales de sismo, proporcionando, también, adecuada rigidez en la dirección del plano del pórtico debido a los desplazamientos laterales.

- El espesor de los muros de corte de concreto armado (placas) en los linderos de la casa fue dimensionado con un ancho de 25cm. a partir del techo del semisótano, esto debido a formar una adecuada rigidez en el pórtico formado entre las vigas peraltadas en el sentido paralelo a la calle y las placas en el sentido perpendicular al plano de las vigas peraltadas.
- Para el diseño de calzaduras se consideró características del terreno para un suelo típico de Lima; además se consideró una cohesión de 0.0 Kg/cm². y 0.3 Kg/cm².

En el diseño de las calzaduras, para una cohesión de 0.3 Kg/cm², se obtuvo un empuje resultante negativo, debido a que las fuerzas de cohesión son mayores a al empuje activo y de sobrecarga; esto indica que no es necesario calzar la cimentación vecina. Sin embargo, para una cohesión de 0.0 Kg/cm² se obtuvo un empuje resultante positivo, por lo que es necesario calzar la cimentación vecina como se indica en la figura N°39.

BIBLIOGRAFÍA

- BLANCO BLASCO, Antonio
2006 *Apuntes del Curso Concreto Armado 2*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- BLANCO BLASCO, Antonio
1997 *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil. Colegio de Ingenieros del Perú.
- BLANCO BLASCO, Antonio
2006 *Conferencia de Calzaduras*.
- HARMSEN, Teodoro
2002 *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Tercera Edición. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- MUÑOZ PELÁEZ, Alejandro
2006 *Apuntes de Ingeniería Antisísmica*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco
2005 *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
1985 *Norma E.020 – Cargas*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
2003 *Norma E.030 – Diseño Sismorresistente*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
1997 *Norma E.050 – Suelos y Cimentaciones*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
2009 *Norma E.060 – Concreto Armados*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú